



TITLE:

地表条件および都市化が流出特性
に及ぼす影響に関する水文学的研究
(Dissertation_全文)

AUTHOR(S):

岸井, 徳雄

CITATION:

岸井, 徳雄. 地表条件および都市化が流出特性に及ぼす影響に関する水文学的研究. 京都大学, 1997, 博士(工学)

ISSUE DATE:

1997-07-23

URL:

<https://doi.org/10.11501/3128558>

RIGHT:

地表条件および都市化が流出特性に及ぼす
影響に関する水文学的研究

平成9年6月

岸井 徳雄

目 次

第1章 序論	1
第2章 自然流域と都市流域の流出特性に関する基礎的研究	7
第1節 概説	7
第2節 自然流域の流出特性	9
2.1 浦白川流出試験地の流出特性	9
2.2 九州火山灰地帯・非火山灰地帯の流出特性	24
2.3 流出現象解明のための基礎的実験・観測	38
第3節 都市流域の流出特性	49
3.1 筑波流出試験地の流出特性	49
3.2 石神井川流域の流出特性	63
第4節 自然流域と都市流域の流出特性の比較	73
4.1 長期水収支	76
4.2 短期水収支	84
第5節 まとめ	90
第3章 都市化による洪水流出特性の変化の基準に関する研究	94
第1節 概説	94
第2節 試験流域の分類	94
2.1 土地利用による分類	94
2.2 表層地質による分類	96
第3節 試験流域の流出特性	96
3.1 洪水流出率	96
3.2 流出係数	103
3.3 貯留関数の係数	109
3.4 洪水到達時間	111
第4節 自然流域と都市流域の洪水流出の比較	112
第5節 まとめ	113
第4章 結論	127

第1章 序論

近年の経済社会の発展に伴い、全国的に河川流域の地表条件特に土地利用が変化している。これらの現象は、一般的に都市化と言われている。この都市化により、流出特性がどのように変化するか、流域条件の内、何が流出特性の変化に大きく影響しているかは水文学のみならず都市開発、災害軽減のため緊急に解決しなければならない問題である。

今まで、都市化による流出に関連する研究として、数多くの論文が発表されている。

まず、流出の予測手法としては、流域の地形、河川、排水路、下水道等を考慮して小流域に分割し、小流域からの流量を合算して流出量を予測する方法¹⁾、流域を小分割し、等価粗度法により逐次下流へ追跡していく方法²⁾等がある。

雨水の損失・貯留に関しては、洪水流出時の損失を一定量とする手法³⁾または一定率とする手法⁴⁾の方式がある。地質が流出に及ぼす影響は大きいと考えられるが、その内低水流量に関する研究がある⁵⁾。

流出現象の時間・空間スケールの問題は、自然流域・都市流域を問わず、ある流域での結果を利用して他流域の流出を推定する場合重要な研究である。これらに関しては、流域のスケール毎に対応する時間スケールを考慮すべきとした研究⁶⁾、小流域での観測結果を他の手法、例えばモデル等の結果を加えることにより、大流域の流出予測にも利用できるとした研究⁷⁾等がある。

しかしながら、これらの研究は、特定の流域を対象としている。さらに一般性を与えるためには、多数の流域を対象とすることはもちろんであるが、基本となる降雨量、流出量の観測精度が高い試験流域を対象とした実証的研究が必要である。またこれらの研究成果をそのまま工学的応用面に活かすためには、かなりの修正・作業量を必要とする等、実務面における困難さがある。

そこで著者は、できるだけ多くの試験流域をとりあげ、観測精度の高いデータをベースに解析すると共に、流域の浸透が流出に与える影響が大きいと推測し、その浸透に対応する地表条件は地質であるとの考えから洪水流出特性の変化を捉える。そのため地表条件、特に地質で流域を分類しそれぞれの流域において流出率、洪水到達時間等の水文パラメータの詳細解析を行う。

以上の目的のため、千葉県のパウ白川流出試験地および九州火山灰地帯等の流出特性を解析し、ついで元、林地であったところに都市開発が行われた筑波研究学園試験地および全国の流出試験地の流出特性等を明らかにする。さらに、これらの試験地を土地利用に応じて、自然流域、都市流域に分類し、これらの流出特性をを比較することにより、自然流域が、都市化した場合の水文パラメータの変化を明らかにする。

さらに、水収支において重要な広域蒸発散の観測の基礎的手法の開発として、電波の位相差を利用した長区間の水蒸気量の観測手法の開発を行った。

これらの成果は、全国的に都市開発が進んでいるが特に住宅・都市整備公団および民間が進める大規模宅地開発に伴って必要となる洪水氾濫防止のための洪水調節池技術基準として洪水流出率、流出係数、洪水到達時間等の適用に際して大いに貢献し、洪水災害防止に大きく役だっている。

以下、各章毎にその詳細を記述する。

第2章では、パウ白川流出試験地および筑波研究学園流出試験地を中心としてその長期・短期の流出

特性を研究した。

まず、第2節 自然流域の流出特性については、2. 1において浦白川流出試験地の水文観測データを利用して解析が行われた。

洪水流出の特性を表わす指標として流出率、流出係数、ピーク流量などの水文量が使われる。これらは、流出過程への入力である降雨の特性、すなわち、その強度、継続時間、総雨量などによって変化するが、これらの特性をもつ降雨量を流域下流端における流出量という出力に変換するのが流域の作用である。その流域の特性は地質、地形および植生などによって形成される。そして地質は流域の河川地形を特徴づけ、また、その流域の植生へも影響を与えている。

ここでは、前述のように大流域とこれに含まれる小流域との洪水流出の相互関係を解析することを目的として1次谷、3次谷、6次谷相互間で洪水の流出率、ラショナル式の流出係数、ピーク流量等を比較する。

さらに、このような大小流域の特性を考慮しつつ、小流域の流出量から大流域の流出量の合成を行った。

この研究の目的は、小流域の流出量と大流域の流出量とは単に絶対値が違うということだけでなく、いかなる所が相違するかを明らかにすることであり、従って小流域の流出量から大流域の流出量を推定する手法を明らかにすることである。そのためには、流域面積の小さい流域と大きい流域とでは、流出にどのような違いがあるかを比較研究しなければならない。これらの違いが明らかとなれば、本試験地内の大・小流域ばかりでなく、さらに面積の大きい流域の流出（それは、ある流出現象に限られるかもしれないが）を推定するための端緒が開かれるかもしれないし、さらには、実用上への適用として、小流域の流出量を観測することによって大流域の流出量を予測する基礎資料となり得ると考えたからである。

そのため小流域から大流域の流出量と合成して両者を比較してみる。この場合、河道での洪水変形の効果を考慮に入れる必要がある。一般に数百平方km以上の比較的面積の大きい流域では、河道での洪水波の伝播及び貯留等による変形の効果が大きいが、面積の小さい流域では河道の効果は無視される程度であろう。それならば、本試験地のような山地自然流域で河道の効果はどうであろうか。

ここでは、小流域の流出量から大流域の流出量を単純な線形の加算で合成してみる。そしてその合成値と観測値を比較研究することによって、流域斜面における流出の過程と河道における洪水波の変形を明らかにしようとするものである。

対象流域は、房総半島のほぼ中央部を流下し東京湾に注ぐ養老川流域にある。そこでは基準小流域（試験地）の流量を用いて、他の小流域の流量を計算し、それらを合成して大流域（二瀬橋）の流量を計算した。

2. 2においては九州地方の火山灰地帯・非火山灰地帯における諸河川の流出特性として地質の影響が大きいと推定される火山灰地帯河川の流出特性を調べるため非火山灰地帯の河川を含む積雪の影響の少ない九州の諸河川の流出特性を解析する。

まず、既往の日雨量・日流量データを用いて、各河川の実態をそのまま日流量別ヒストグラムや年間総流量についての流量別累加曲線に変えて、それぞれの特徴を表わした。

さらに、各流域の浸透性の定量的表現の試みとして、日流量解析用タンクモデルの1段目を用いて、雨量を流出孔からの流出量と浸透孔からの浸透量に分離して、浸透度を求め、これを流出特性に関する一つの指標とした。

2. 3 流出現象解明のための基礎的実験・観測においては、表面流出の発生に関する実験及び広域蒸発散観測手法に関する基礎的研究を行った。まず、表面流出の発生に関する実験においては、降雨特性により洪水流出特性がいかに変化するかということを解明し、その結果を用いて総流出量、最大洪水流量等の洪水予測を行なうことを目的として、千葉県養老川上流の浦白川に6次谷、3次谷、1次谷というそれぞれ流域面積の異なる小流域を設け水文観測を行なっている。本実験は6次谷、3次谷、1次谷における洪水流出特性を明らかにするための実験である。

実験として取り上げる条件の内、降雨特性としては総雨量、継続時間も考えられるが、本実験では降雨強度を採用し、降雨強度と流出率、流出係数の関係、さらに降雨強度と表面流出発生域との関係について実験を行なった。実験は、国立防災科学技術センターの大型降雨装置内に作った実験斜面上に3通りの強度の降雨を発生させ行った。

次いで、広域蒸発散観測手法に関する基礎的研究においては、蒸発散の観測は、従来から行われていたような点観測だけでなく、広域の水蒸気量の観測手法が必要であることから実施された。それは、特に長期水収支の研究において重要な広域蒸発散量の推定あるいは、検証等の問題に大きな補完的役割を果たすと考えられるからである。

最近、電波の伝播経路中における屈折率と水蒸気量との間に比例関係があることが報告されている。そこでこのことを利用して、地上の送受信機間での電波伝搬による2周波の位相差を約1年間観測し、気象観測による水蒸気量と比較した結果、長区間における水蒸気量の推定が可能と考えられた。

第3節 都市流域の流出特性においては、3. 1において筑波学園流出試験地と石神井川流域を例として解析が行われた。

流出モデルとしては、土地利用を組み込んだ指数関数単位図を用いた。さらに、流出率、流出係数等の解析を合わせ行った。評価の結果は、花室川・蓮沼川の都市化の違いがモデルの定数等の差となって現れた。

3. 2 石神井川流域の流出特性については、ここでは、この流域で得られた水文観測資料をもとに、ほぼ20年間にわたる本流域の都市化の状態を述べ、洪水流出特性の変化を調査したものである。

本流域は、1958年（昭和33年）以後、水文観測が継続されており、我が国においてこれ程長期間にわたり、同一の流域で洪水資料が得られている都市流域は数少なく、直接的に都市化と洪水流出の変化との関係を明らかにできる貴重な流域である。

第4節 自然流域と都市流域の流出特性の比較においては、自然流域の浦白川流出試験地および都市流域である筑波学園流出試験地の雨量－流出量の関係を洪水時のみならず、月及び年の期間、即ち、月水収支、年水収支等を相互比較して流域条件等との関連について考察するとともに、他流域の水収支特性とも比較解析を行い自然流域と都市流域との流出特性の違いを明らかにする。

第3章では、国内の流出試験地データからの解析結果を利用して、都市化による洪水流出特性の変化の基準に関する開発研究を行う。

前章においては国立防災科学技術センターの管理する浦白川流出試験地及び筑波研究学園流出試験地の流出特性について基礎的研究を行った。本章では、さらに数多くの流出試験地のデータを統計的に解析し、我が国全体の平均的な流出特性を自然流域及び都市流域について解析し、都市化による洪

水流出特性を予測する基礎資料とする。

都市およびその近郊において開発が進行すると、今まで丘陵、林地、田畑であった地域が市街化して土地利用状況が変化し、また、河川、下水路等の排水路網が整備される。

このような都市化に伴う洪水流出特性の変化については、いくつかの研究がある。洪水流出特性に大きな影響を及ぼすもう一つの大きな要素として流域自体が本来持っている特性である地質がある。以上のことから、本章では、数多くの試験流域において観測された精度のよい降雨量および流出量の資料に基づいて、自然流域と都市流域という流域の土地利用の差異および流域の地質特性が洪水流出特性に及ぼすそれぞれの影響を論じる。そのため、流出試験地を土地利用の面から自然流域と都市流域に分類し、次に表層地質の面から浸透流域と非浸透流域に分類する。最終的に4種類の流域に分類する。対象とした流域は、国立防災科学技術センターおよび建設省各地方建設局等の管理する合計23流出試験地である。洪水流出特性として、流出率、ラショナル式の流出係数、貯留関数および角屋らの提案による洪水到達時間の実用式の係数を調査し、これらを上記分類によって比較検討した。

これらの研究成果は、大規模宅地開発に伴う防災調節池、都市化が進む中小河川における水害防止の事業計画等のため重要な水文パラメータである。

それは、大規模宅地開発に伴う防災調節池の建設に際しては、特に貯水容量を決定する際に豪雨による流出率をどの程度にするかが問題となる。また、中小河川の改修に際しては、計画洪水を安全に流下させるため河道の疎通容量をどの程度にするかが問題となり、そのときにラショナル式の流出係数が必要となる。

このように、これらの研究成果は、防災調整池、中小河川の改修等の計画策定のため非常に役立っている。

第4章では、以上に得られた内容を要約して結論とする。

以上、本研究対象となる流出試験地の位置及び本研究の流れをそれぞれ図1、表1に示す。

参 考 文 献

- 1) 鮎川 登・北川善廣(1992)：都市周辺の中小河川の洪水流出解析，土木学会論文集、No.443/II-1 8, 1-8
- 2) 角屋他(1978)：丘陵山地流域モデルと洪水流出モデル，京都大学防災研究所年報、21 B-2、219-223
- 3) 例えば、山口高志 他(1972)：都市における降雨流出調査第2報，土木技術資料、14-11、34-39
- 4) 例えば安藤義久 他(1980)：丘陵地における洪水流出率と流域の地被条件，自然災害シンポジウム、201-204
- 5) 高橋 裕編(1987)：河川水文学，共立出版、168-179
- 6) 高棹琢馬・椎葉充晴 他(1995)：流出現象の時間スケールに関する研究，京都大学防災研究所年報、第38号、B-2、381-394
- 7) 木下武雄(1973)：流出試験地の現状と方針，土木技術資料 15-2、84-90

図1. 本研究の流出試験地一覧図

Location of the experimental basins for this study



第2章 自然流域と都市流域の流出特性に関する基礎的研究

第1節 概説

洪水流出の特性を表わす指標として流出率、流出係数、ピーク流量などの水流量が使われる。これらは、流出過程への入力である降雨の特性、すなわち、その強度、継続時間、総雨量などによって変化するが、これらの特性をもつ降雨量を流域下流端における流出量という出力に変換するのが流域の作用である。その流域の特性は地質、地形および植生などによって形成される。そして地質は流域の河川地形を特徴づけ、また、その流域の植生へも影響を与えている。

本章では、国立防災科学技術センターの管理する浦白川流出試験地、筑波学園流出試験地及び建設省土木研究所によって水文観測が行われた石神井川の観測データ及び流出実験により、長期・短期の流出特性を研究する。

以下各節毎にその概要を述べる。

第2節においては自然流域の流出特性を解析により調べると共に、実験・観測的手法により明らかにする。

洪水流出特性については、山地流域において洪水流出が大流域と小流域でいかに異なるか、あるいは、どの程度類似しているかは洪水流出の相似の問題を議論する場合に重要な問題である。ほとんどの流出試験地においては、その目的や方法は異なっても、その流域内で雨量、地形、地質、流出量等を精確に観測調査して、その流出試験地を含む大流域あるいは類似の他流域にその結果を外挿しようとすることが多い。この場合、前もって流域スケールが変化した場合に洪水ハイドログラフがどのように変化するかについて調査しておく必要があり、またこのような調査を行うに当たっては、入力である雨量とその変換過程である地形、地質等の流域特性が均一である条件の下において出力である流出量またはそのハイドログラフの変化を解析することが必要である。

ここでは、前述のように大流域とこれに含まれる小流域との洪水流出の相互関係を解析することを目的として1次谷、3次谷、6次谷相互間で洪水の流出率、ラショナル式の流出係数、ピーク流量等を比較する。

さらに、小流域の流出量から大流域の流出量の合成を行う。

それは、小流域の流出量と大流域の流出量とは単に絶対値が違うということだけでなく、いかなる所が相違するかを明らかにすることであり、従って小流域の流出量から大流域の流出量を推定する手法を明らかにすることである。そのためには、流域面積の小さい流域と大きい流域とでは、流出にどのような違いがあるかを比較研究しなければならない。これらの違いが明らかとなれば、本試験地内の大・小流域ばかりでなく、さらに面積の大きい流域の流出（それは、ある流出現象に限られるかもしれないが）を推定するための端緒が開かれるかもしれないし、さらには、実用上への適用として、小流域の流出量を観測することによって大流域の流出量を予測する基礎資料となり得ると考えたからである。ここでは、小流域の流出量から大流域の流出量を単純な線形の加算で合成してみる。そしてその合成値と観測値を比較することによって、流域斜面における流出の過程と河道における貯留の効果を明らかにしようとするものである。

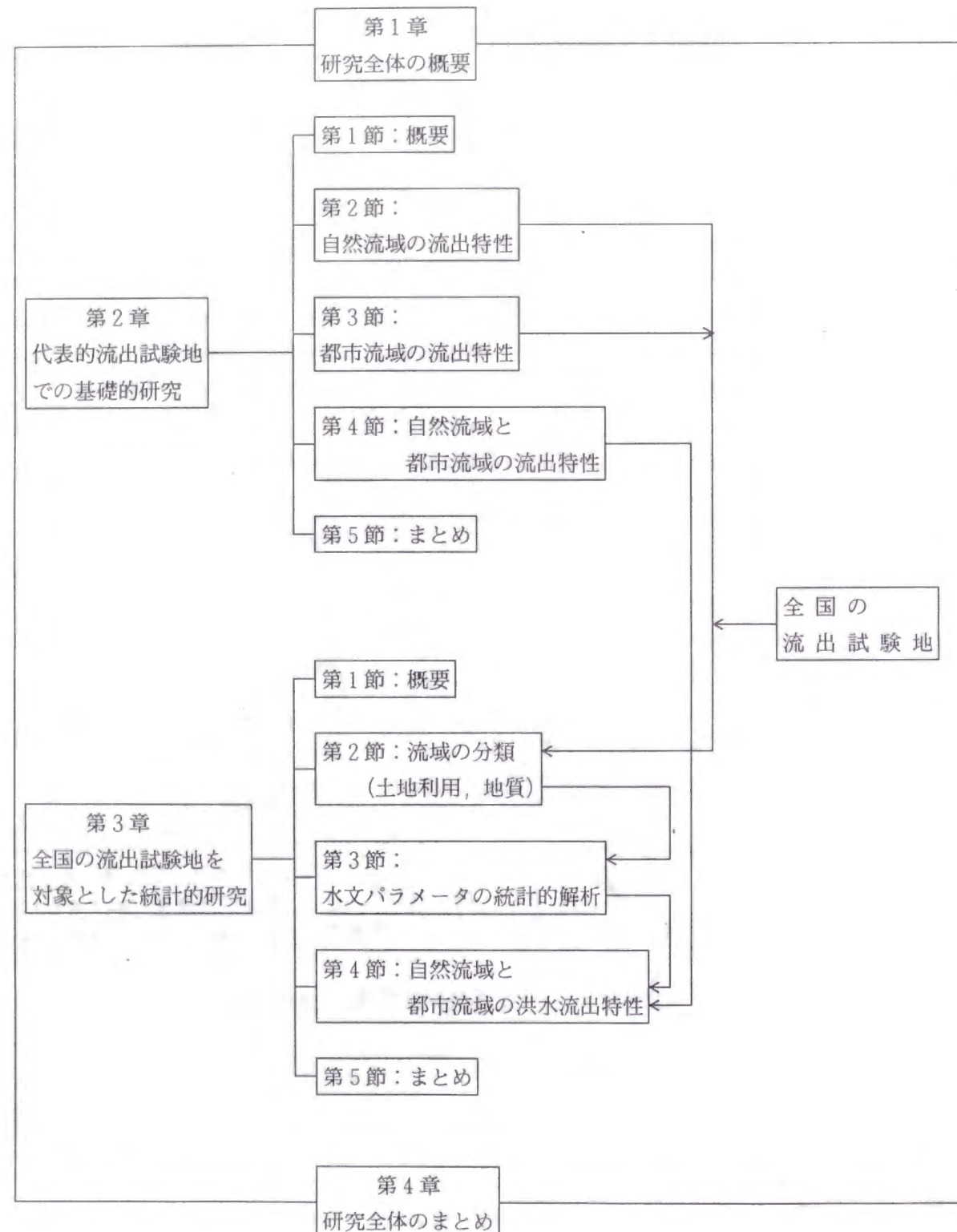


表1. 本研究の流れ (フローチャート)

Flow chart of this study

九州地方の火山灰地帯・非火山灰地帯における諸河川の流出特性については、自然流域の内、地質の影響が大きいと推定される火山灰地帯河川の流出特性を調べるため非火山灰地帯の河川を含む積雪の影響の少ない九州の諸河川の流出特性を解析する。

まず、既往の日雨量・日流量データを用いて、各河川の実態をそのまま日流量別ヒストグラムや年間総流量についての流量別累加曲線に変えて、それぞれの特徴を表した。

ついで、仮想雨量による対象河川の流況を検討している。

表面流出の発生に関する実験においては、降雨特性により洪水流出特性がいかに変化するかを解明する。

洪水流出特性の基本として、流出率、流出係数があるが、流出率、流出係数は流域の条件によっても変化するが降雨特性(降雨強度、総雨量、継続時間等)によっても変化する。この流出率、流出係数が降雨特性によって変わる原因を説明するためには、実流域の斜面で生起している流出現象、特に洪水流出の主成分である表面流出を観測し、流出率、流出係数との関連を明らかにすることが重要である。

実験として取り上げる条件の内、降雨特性としては総雨量、継続時間も考えられるが、本実験では降雨強度を採用し、降雨強度と流出率、流出係数の関係、さらに降雨強度と表面流出発生域との関係について実験を行った。実験は、国立防災科学技術センターの大型降雨装置内に作った実験斜面上に3通りの強度の降雨を発生させて行い、表面流出の発生状況、流出率、流出係数の変動について論じた。

また、流出現象において損失が重要となる場合、特に長期水収支の問題に対しては蒸発散量が大きな部分を占める。この場合の蒸発散量は、流域の平均量が重要である。そのため従来から行われている気象観測のような点観測だけでなく、広域の水蒸気量の観測手法が必要となってくる。

最近、電波の伝播経路中における屈折率と水蒸気量との間に比例関係があることが報告されている。そこでこのことを利用して、電波伝播における2周波の位相差を地上の送受信機関で約1年間観測し、気象観測による水蒸気量と比較する。

第3節は、都市流域の流出特性について述べる。

平地に降った雨は一度地中に浸透した後流出する成分と、浸透せずに表面流出する成分とに分かれる。表面流出には直ちに河川へ流出する成分と、平地の特性である自然窪地・水田・沼沢・都市施設に一時貯留された後河川へ流出する成分とがある。都市施設は貯留のみならず流出を早める作用ももっている。本節はこの流出特性のうち特に都市化が長期・短期の流出に及ぼす影響を、筑波研究学園都市内の花室川と蓮沼川で観測した雨量・水位・流量を基に解析し、比較した結果である。

具体的な評価は、河川の長期流出(低水流出)についてはタンクモデル法で、短期流出(洪水流出)についてはタンクモデル法と貯留関数法によって行う。

都市化による洪水流出の変化においては、石神井流域を対象とする。それは、当河川は1958年(昭和33年)以後、水文観測が継続されており、我が国においてこれ程長期間にわたり、同一の流域で洪水資料が得られている都市流域は数少なく、直接的に都市化と洪水流出の変化との関係を明らかにできる貴重な流域であるからである。

ここでは、この流域で得られた水文観測資料をもとに、ほぼ20年間にわたる本流域の都市化の状態を述べ、洪水流出特性を調査したものである。

第4節では、自然流域と都市流域の長期・短期の流出特性の比較を行う。

自然流域の浦白川流出試験地および都市流域である筑波学園流出試験地の降雨－流出の関係を洪水時のみならず、さらに、月及び年の期間、即ち、月水収支、年水収支等を相互比較して流域条件等との関連について考察する。

長期水収支の内、年水収支と月水収支については、浦白川流出試験地及び二瀬橋流域および筑波研究学園流出試験地を対象に降水量と損失量の関係を解析する。

短期水収支については、洪水時の降雨－流出関係について、浦白川流出試験地月崎流域と筑波研究学園流出試験地の花室川上の室流域・蓮沼川八千代橋流域とを比較し、両流域の洪水の特徴を明らかにする。

第5節においては、これらの結果を要約する。

第2節 自然流域の流出特性

2. 1 浦白川流出試験地の流出特性

2. 1. 1 洪水流出特性

(1)はじめに

洪水流出の特性を表わす指標として流出率、流出係数、ピーク流量などの水文量が使われる。これらは、流出過程への入力である降雨の特性、すなわち、その強度、継続時間、総雨量などによって変化するが、これらの特性をもつ降雨量を流域下流端における流出量という出力に変換するのが流域の作用である。その流域の特性は地質、地形および植生などによって形成される。そして地質は流域の河川地形を特徴づけ、また、その流域の植生へも影響を与えている。

筆者は、九州地方の諸河川の日流量解析を行ない、地質が低水流出高に大きな影響を及ぼすことを報告した¹⁾。

地質は、流域表層の土壌の生産源であり、土壌の浸透能や透水性は、降雨の損失機構にも影響を与えることが考えられ、国立防災科学技術センターは、昭和50年度以降、千葉県下養老川水系浦白川(うらじろがわ)流域に流出試験地を設立し、水文観測を継続してきた。

本流出試験地を設立した目的は、

- ① 流域内の地質が洪水流出の特性にいかに関与しているかを検討する。
- ② 大流域とそれに含まれる小流域との洪水流出の比較を行う。

ことであり、①、②について調査するため、首都圏内であって、降雨量が多く、洪水時の水文観測の機会が数多く得られ、かつ土地利用の変化が少なく自然流域である場所として本流出試験地を選定した。

本節は前記の目的②について考察を加えたものである。考察の結果、山地流域における洪水の流出率については、流域面積が大きくなるに従い増大すること、ラショナル式の流出係数については、大流域において降雨開始から降雨ピークまでの時間の増大とともに大きい値をとることがわかった。

(2) 流出試験地の概要

a. 位置および降雨量

本流出試験地の位置は図1に示すように、千葉県の下級河川養老川（河口での流域面積246km²、幹川流路延長75km）上流にあってその左岸で合流する支川浦白川の流域である。

養老川上流域には、年平均2,000mmの降雨量があり、関東地方では多雨地帯の一つである。本流出試験地の東、約1kmの大久保地点（気象庁所管の観測所、観測開始1968年）の豪雨記録として、房総水害の際に、総雨量331.5mm（1970年7月1日1時～7月2日9時）、時間雨量96.5mm（同年7月1日9時～10時）がある²⁾。

b. 地形

本流出試験地の平面形状は、東西約1.5km、南北約6kmの細長い流域であり、標高は、下流端月崎地点で55m、流域最上流端で284mである。

縮尺1万分の1地形図を主とし、航空写真および現地調査を援用して次のような谷次数に関する地形解析を行なった。まず、中央の流路とその両側斜面からなる最小単位流域を1次谷と規定し、Strahler方式³⁾に従って次数を増加させて解析した。

その結果、本流出試験地の流路の最大次数は浦白川本川について6となり、以下これに含まれる各次谷の個数は、5次谷：3個、4次谷：8個、3次谷：35個、2次谷：138個、1次谷：614個となった。

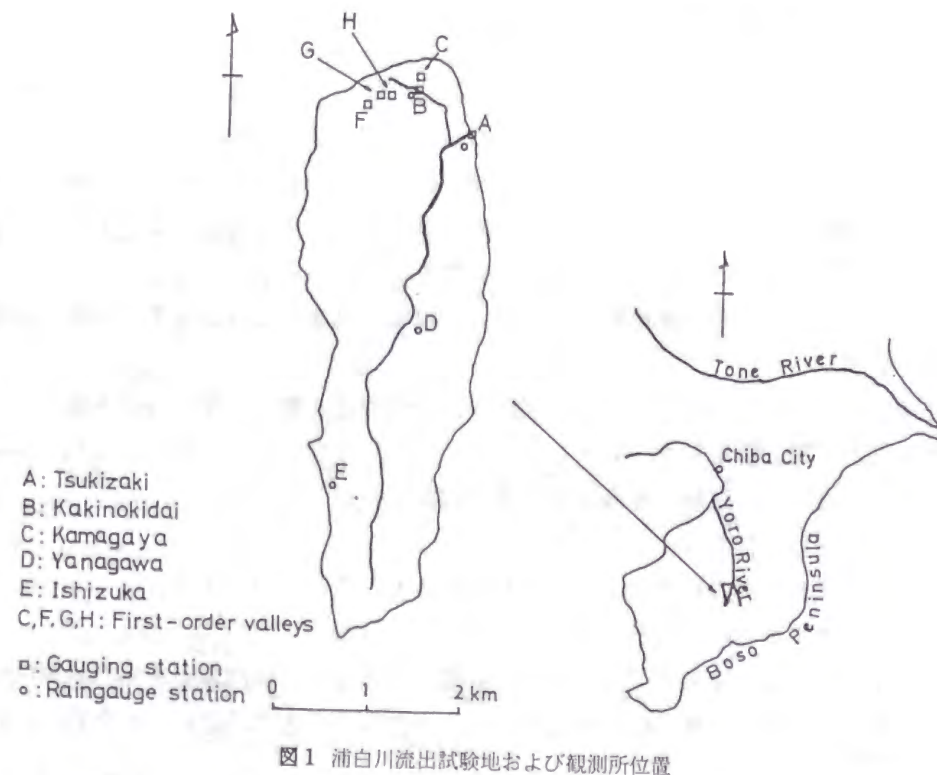


図1 浦白川流出試験地および観測所位置
Fig.1 Location of Urajiro River experimental basin and the observation system

これらの各次数別谷の個数の対数とその次数との間には直線関係が成立するというHortonの第1法則、すなわち

$$1_n N_v = a - B U \quad \text{----- (1)}$$

(N_v : U 次の谷の個数、 a および B は流域固有の定数、 U : 谷次数) にあてはめ、最小二乗法によって各定数を求めると、 $a=7.535$ 、および $B=1.294$ が得られ、分岐比(N_v/N_{v+1})については $\exp(B)=3.65$ の値となる。地形地質の制約を受けずに谷が発達した流域では、分岐比は4に近い値をとるから、本流出試験地では、水流の浸食によりランダムに水系網が作られ、従って、一様に谷が分布していると考えてよいことになる³⁾。

c. 地質

養老川河口から約20kmの地点より下流域では、地表は下総層群に被われ、それより上流域では、下総層群より古い層厚4,000mに達する上総層群が階段をやや傾斜させたようなケスタ地形を呈して配列している。地層の固結度は下流から上流に行くに従って高くなり、透水性が小さいといわれている。

地層は砂・シルトからなる砂質泥岩で構成されており、そのため洪水ごとに流送され、河床に堆積せず、そのうえ、地盤の隆起量も日本アルプス地域と同程度の年間2mm程度あり⁴⁾、河道は流水の洗掘作用と地盤隆起の相乗作用で峡谷をなし、河岸と河床の比高は5m～10mに達している²⁾。

本流出試験地の地質は、上総層群のうち、第四紀更新世古期の国本（こくもと）層であり、従って前述のように養老川上流域においては、地質的に、洪水が流出しやすい流域であると推定される。

d. 観測施設

流域の雨量、流出量を観測するため図1、表1に示すように、水位観測所計6カ所、雨量観測所4カ所を設置した。月崎および柿の木台両観測所は水位雨量計を使用しており、水位と雨量の記録の相対的時間誤差はない。なお、各観測所で得られた記録の整理については、水位、雨量記録とも、洪水到達時間を考慮して10分単位とした。

なお、本研究においては、大流域の洪水流出がそれを含む小流域の洪水流出と如何なる関係があるかを検討することを目的としたので、1次谷は4水位観測所のうち、3次谷に含まれる釜ヶ谷（かまがや）水位観測所のみを対象とすることとした（以下、「1次谷」とは釜ヶ谷水位観測所を指す）。

表1 水位、雨量観測所一覧

Table 1 List of the observatories: area of basins, conversion formulae of water level to discharge, equipments etc.

観測所名	図1の記号	流域面積 (km ²)	水位—流量変換方式	観測機器諸元
水位観測所				
月崎(6次谷)	A	8.6	H-Q曲線	SR-1型, 紙送り速度 18 mm/時間, 1ヵ月巻
柿ノ木台(3次谷)	B	0.15	越流堰の公式	"
釜ヶ谷(1次谷)	C	0.019	"	リチャード式, 紙送り速度 11mm/時間, 1週巻 (日巻を7回転させて使用)
H-2-22 (1次谷)	F	0.0072	"	"
H-2-29 (1次谷)	G	0.0063	"	"
H-2-30 (1次谷)	H	0.0049	"	"
雨量観測所				
月崎	A			月崎水位観測所と同じ
柿ノ木台	B			柿ノ木台水位観測所と同じ
柳川	D			長期自記型, 紙送り速度 18 mm/時間, 1ヵ月巻
石塚	E			"

(3)洪水流出特性

山地流域において洪水流出が大流域と小流域でいかに異なるか、あるいは、どの程度類似しているかは洪水流出の相似の問題を議論する場合に重要な問題である。ほとんどの流出試験地においては、その目的や方法は異なっても、その流域内で雨量、地形、地質、流出量等を精確に観測調査して、その流出試験地を含む大流域あるいは類似の他流域にその結果を外挿しようとすることが多い。

この場合、前もって流域スケールが変化した場合に洪水ハイドログラフがどのように変化するかについて調査しておく必要があり、またこのような調査を行なうに当たっては、入力である雨量とその変換過程である地形、地質等の流域特性が均一である条件の下において出力である流出量またはそのハイドログラフの変化を解析することが必要である。

浦白川流域においては、上総層群の国本層というほぼ同一の地質で被われており、前述の地形解析によってランダムな谷の配置が認められ、さらに同一洪水時の雨量と流出量を解析することが可能であるから上記の条件は1次谷、3次谷、6次谷の洪水流出を相互比較することによってほぼ満足することができる。

ここでは、前述のように大流域とこれに含まれる小流域との洪水流出の相互関係を解析することを目的として1次谷、3次谷、6次谷相互間で洪水の流出率、ラショナル式の流出係数、ピーク流量等を比較する。解析対象とした資料は、同一日に生じた洪水で、まず6次谷と3次谷において同時に記録が得られている洪水の中から6次谷のピーク流量が大きい、上位10例を選び、これに1次谷で同時に得られた記録を追加した。

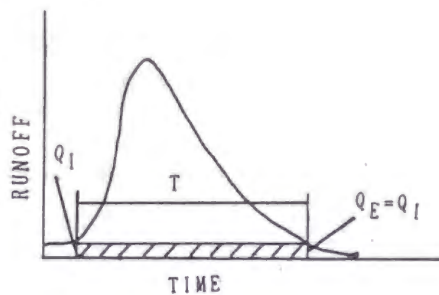


図2 有効流出高の算定

Fig.2 Definition of the effect

tive runoff(shaded area is the base runoff subtracted from observed runoff)

a. 各次谷の流出率の比較

洪水の流出率は(有効流出高)/(総雨量)の比率で定義される。ここで有効流出高の算定は図2に示すようにハイドログラフの立ち上り部 Q_1 から平行線を引き、ハイドログラフの流出高で $Q_E(=Q_1)$ の点(6次谷ではほぼ0.05mm/時間)と交わる直線の下部分(斜線部分)を基底流量として引き去り、その残余を有効流出高とした。基底流量の引き去った部分の時間間隔を洪水継続時間(T)とすると、前記10洪水では、6次谷においては15時間から78時間であった。3次谷と1次谷における流出率の算定は6次谷と同一の方法(水平分離)とした。(3次谷および1次谷においては6次谷に比べてハイドログラフの高周波成分が卓越しており、減衰が早いので、同一洪水の3次谷、1次谷のハイドログラフのピークからある程度時間を経過した減衰部分は、一般に、6次谷の減水部分より下側にある。)

次に総雨量については、6次谷では流域4カ所の雨量をThiessen法によりウェイトを乗じ、流域平均総雨量とした。そのウェイトは月崎地点0.124、柿の木台地点0.190、柳川地点0.405、石塚地点0.281である。3次谷および1次谷の各洪水の総雨量については、最寄りの柿の木台地点(3次谷)の記録を共通して用いた。なお、1977年11月18日洪水は、本流出試験地開設以後、ピーク流量では最高値であったが、ピーク流量後90分後に水位計が故障したため欠測となった。

以上のようにして各次谷の流出率を算定した結果が表2である。全体的な傾向として、総雨量が大きくなる程流出率が增大している。6次谷では流出率は0.28~0.46

の範囲で、9洪水の平均値は、0.369であり、3次谷では、0.19~0.41の範囲にあり、1977年11月18日洪水を除く9洪水の平均値は0.297である。(10洪水平均値は0.306)これらの値は建設省土木研究所所管の裏筑波試験地(茨城県真壁郡真壁町)での8洪水(総雨量30mm以上)の平均値0.050⁴⁾(青木, 1972)に比べて大きく、本流出試験地では土壌層が薄く、保水容量が小さいため、中間流出や表面流出などの洪水流出の主体を占める早い流出成分が多いためと推定される。

6次谷の流出率は3次谷に比べて9洪水すべてについても、

$$f_6 > f_3 \text{ ----- (2)}$$

(f_6 : 6次谷の流出率, f_3 : 3次谷の流出率)

が成立している。(2)式は総雨量にかかわらず成り立っており、6次谷と3次谷の流出機構について、総雨量の多少にかかわらず有意な差があると考えられ、それは、6次谷は3次谷と比べて中間流出が多く、降雨開始後、時間の経過とともに表面流出の発生面積率も大きいためであろう。

次に、6次谷、3次谷および1次谷で同時に洪水の記録が得られている例、すなわち、1976年10月9日洪水、同年10月20日洪水および1977年9月8日洪水についての流出率の平均を求めると、3次谷:0.316、1次谷:0.284であり、3洪水すべてについて、

$$f_3 > f_1 \text{ ----- (3)}$$

(f_3 : 3次谷の流出率, f_1 : 1次谷の流出率)

が成立している。(3)式の関係は、6次谷と3次谷の比較である(2)式ほどには顕著ではない。それは、6次谷と3次谷の流出率の平均値の差0.07と3次谷と1次谷の流出率平均値の差0.03を比べればよい。その原因は、6次谷と3次谷の面積比60:1に比し、3次谷と1次谷の面積比は10:1であり、3次谷と1次谷の流域面積のスケールが隔っていないことも一因として考えられる。特に1次谷と3次谷の同時記録例が少なく、流出率の差異を論ずるには、さらに多くの洪水例が必要であろうが、これまでに観測された洪水については、(2)、(3)式より、明らかに山地小流域において

$$f_6 > f_3 > f_1 \text{ ----- (4)}$$

の関係が成立していることが言える。すなわち、流出率は谷次数の増加と共に大きくなる

表2 谷次数別の流出率

Table 2 Runoff ratios of the first-, third-and sixth-order valleys

洪水発生年月日 年 月 日	洪水継続時間 (hrs)	6 次 谷			3 次 谷			1 次 谷	
		総雨量 (mm)	有効流出高 (mm)	流出率	総雨量 (mm)	有効流出高 (mm)	流出率	有効流出高 (mm)	流出率
1976. 9. 8	35	48.94	13.85	0.283	60.5	11.42	0.189		
" 9.14	15	23.19	7.47	0.322	23.5	6.20	0.267		
" 10. 9	22	55.06	18.29	0.332	57.5	14.39	0.261	13.51	0.235
" 10.20	27	51.42	19.48	0.379	45.5	14.45	0.281	11.57	0.254
" 11.18	24	32.70	11.51	0.352	38.0	11.06	0.291		
1977. 3.24	32	54.16	22.61	0.418	48.5	16.66	0.344		
" 6.25	78	93.97	42.59	0.457	101.5	36.33	0.358		
" 8.14	36	69.09	22.93	0.332	86.5	23.96	0.277		
" 9. 8	72	93.73	41.72	0.445	97.5	39.70	0.407	35.60	0.365
" 11.18	46	140.85			144.5	54.96	0.380		

流出率が流域面積の増加とともに大きくなることは、他の流出試験地の例からも確かめられ他の試験地での参考として年流出率で比較する。

まず、農林省林業試験場所管の宝川試験地（群馬県利根郡水上町）では、1938年～1958年の21年間の平均で、年降水量：2,107.5mm、年流出率：本流試験区（流域面積：19.06km²）：1.387（年流出量2,922.4mm）、初沢（同1.18km²）：0.838（同1,765.3mm）となっている。本流試験区の流出率が1より大きいのは、積雪によると推定されている。また、前述の裏筑波試験地の1970年の1年間では、年降水量：1,068mm、年流出率：山口川（流域面積：3.12km²）：0.619（年流出量661.2mm）祖父ヶ峰（同0.158km²）：0.463（同494.4mm）となっている⁵⁾。これら両試験地のうち、宝川試験地の初沢試験区は本流試験区の流域に含まれてはいないが隣りあっており、それ程部分流域と全流域の関係からはずれていないと思われる。

以上の2試験地の例は山地小流域において流域面積の増大とともに流出率が大きくなるということとともに裏付けているものといえる。

このようなことが一般的に言えるとなるとその理由は次のように考えることができる。一般に高次谷ほど、流域の平均勾配が小さくて、低い地域が多いことおよび流域斜面の降雨は、斜面の地下へ浸透し、低次谷の観測所の河道に侵出しないで、さらに高次の河道に流入するため、高次谷程流出率が大きくなるものと推定される。このことは、次節に述べる高次谷の流出係数の傾向からもうかがうことができる。

b. 各次谷の流出係数

(3)の初めに述べた同一の洪水例を対象にラショナル式の流出係数およびピーク流出高を各次谷について算定した結果が表3である。

表3 谷次数別のピーク流出高，流出係数

Table 3 Peak runoff depths and runoff coefficients of rational formula of the first-, third-and sixth-order valleys

洪水発生 年月日	6 次 谷				3 次 谷				1 次 谷			
	ピーク 時 分	洪水到達 時間内 雨量強度 (mm/10分)	ピーク 流出高 (mm/10分)	流 出 係 数	ピーク 時 分	洪水到達 時間内 雨量強度 (mm/10分)	ピーク 流出高 (mm/10分)	流 出 係 数	ピーク 時 分	洪水到達 時間内 雨量強度 (mm/10分)	ピーク 流出高 (mm/10分)	流 出 係 数
1976. 9. 8	0:20	2.34	0.452	0.193	前日 23:50	2.58	0.771	0.299				
" 9.14	12:50	1.30	0.360	0.277	12:00	1.75	0.413	0.236				
" 10. 9	16:00	1.62	0.563	0.348	15:30	1.92	0.581	0.303	15:30	2.00	0.833	0.417
" 10.20	16:40	1.02	0.427	0.419	16:10	1.83	0.581	0.317	15:40	2.50	1.078	0.431
" 11.18	9:20	1.42	0.745	0.525	8:50	2.50	1.450	0.580				
1977. 3.24	9:40	0.92	0.534	0.580	9:00	1.58	0.627	0.397				
" 6.25	7:10	0.92	0.534	0.580	7:00	1.50	0.672	0.448				
" 8.14	8:20	1.20	0.592	0.493	8:00	1.75	0.928	0.530				
" 9. 8	22:00	2.63	0.622	0.237	21:40	2.75	1.266	0.460	21:30	6.17	1.347	0.218
" 11.18	5:30	5.78	3.556	0.615	5:20	9.42	4.556	0.484				

洪水到達時間は次のようにして求めた。まず降雨ピークと流量ピークの時間差は6次谷：60分（10洪水の平均）、3次谷：30分（10洪水の平均）、1次谷：15分（3洪水の平均）となっている。これらの時間差を2倍したものを洪水到達時間とし、ラショナル式の流出係数（ピーク流出高）／（洪水到達時間内雨量強度）を求めると6次谷：0.427（10洪水平均）、3次谷：0.405（10洪水平均）、1次谷：（0.355）と高次谷ほど、流出係数は大きくなっている。

次に、降雨開始から降雨ピークまでの経過時間と流出係数の関係をプロットしたのが図3（6次谷）～図4（3次谷）である。これらの図から6次谷、3次谷ともに降雨開始から降雨ピークまでの経過時間が増加すると流出係数も大きくなる傾向があることが分かる。今、流出係数を f_{pi} （ i は谷次数）、 T_i を降雨開始から降雨ピークまでの経過時間（hr）とし、試みに最小二乗法によって係数を求めると6次谷では（図3の直線）、観測された T_i の範囲において

$$f_{p6}=0.323+0.0114T_i \quad \text{-----} (5)$$

となり、3次谷では（図3.2の直線）同様に

$$f_{p3}=0.399+0.00425T_i \quad \text{-----} (6)$$

と表示できる。このとき T_i の係数は6次谷（0.0144）が3次谷（0.00425）より大きい。これは T_i が単位時間増加した場合、6次谷の方が3次谷より流出係数が顕著に増大することを意味する。このことを流出現象の面で表現すると、降雨開始後の損失雨量の減少の割合または中間流出の増加の割合が、6次谷の方が3次谷より大きいということである。そして前述した流出係数の平均値は6次谷が3次谷より大きいことと併わせ考えれば、3.1の流出率についての結論（高次谷ほど流出率は大きい）をさらに裏付けるものとなる。

c. ピーク流出高

ピーク流出高について、谷次数別一覧を表3に載せてある。これまでに観測されたピーク流出高の最大は、1977年11月18日洪水で、6次谷：3.556mm/10分、3次谷：4.556mm/10分であった。

谷次数別にピーク流出高を比較すると10洪水のすべてについて

$$q_{p6} < q_{p3} \quad \text{-----} (7)$$

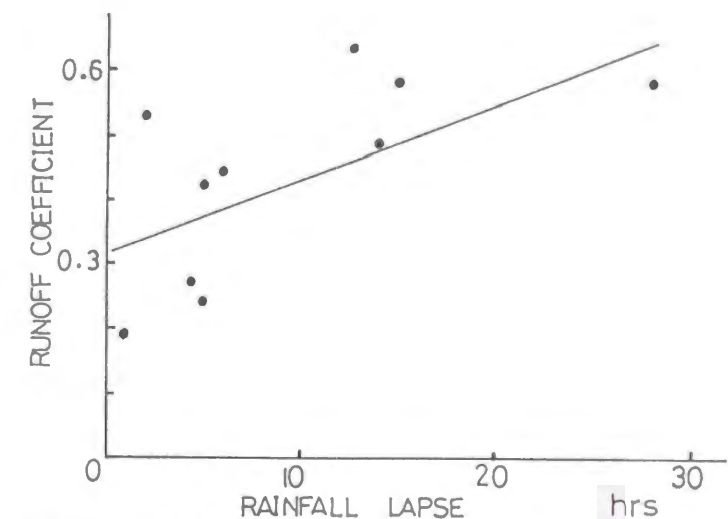


図3 流出係数と降雨ピークまでの時間の関係（6次谷）

Fig. 3 Relation between runoff coefficients of rational formula and rainfall lapses until their peak time in the sixth-order valley

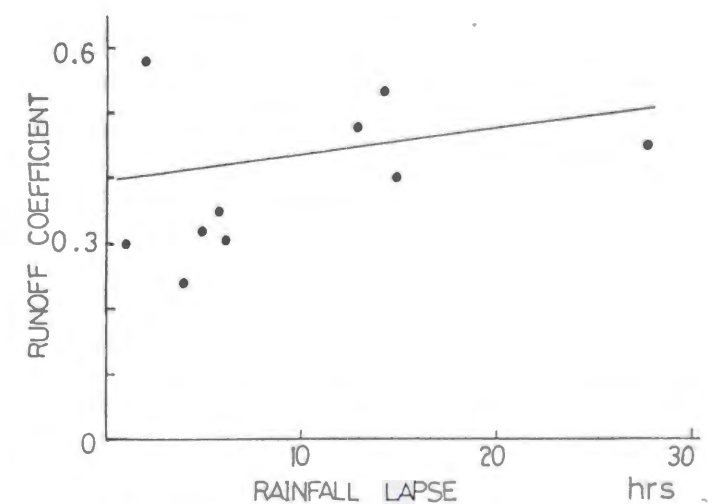


図4 流出係数と降雨ピークまでの時間の関係（3次谷）

Fig. 4 Relation between runoff coefficients of rational formula and rainfall lapses until their peak time in the third-order valley

(q_{p6} : 6次谷のピーク流出高、 q_{p3} : 3次谷のピーク流出高) が成立しており、10洪水の平均値は6次谷: 0.839mm/10分、3次谷: 1.185mm/10分である。

同様に3次谷と1次谷について同時記録の得られている3洪水のすべてについても同様に

$$q_{p3} < q_{p1} \text{ ----- (8)}$$

(q_{p1} : 1次谷のピーク流出高) が成立しており、3洪水のピーク流出高の平均値は、3次谷: 0.809mm/10分、1次谷: 1.086mm/10分である。

(7)、(8)式より、

$$q_{p6} < q_{p3} < q_{p1} \text{ ----- (9)}$$

が成立する。すなわち、ピーク流出高は谷次数の増加とともに小さくなる。

このことは従来から言われていることであるが、以下のように考えられる。

雨量は時間的に大きく変動する時系列をもつが、一方、ピーク流出高はおおむね到達時間内の変動成分を平滑化した平均雨量強度に支配される(ラショナル式では比例すると仮定している)。すなわち、到達時間が長くなると平均雨量強度は短時間の降雨に鈍感になって小さくなるから(10洪水平均で6次谷: 1.92mm/10分、3次谷: 2.76mm/10分、3洪水平均で3次谷: 2.17mm/10分、1次谷: 3.56mm/10分)、必然的にピーク流出高は谷次数の増加とともに小さくなる。

2. 1. 2 小流域から大流域への洪水流量の合成

(1)はじめに

一般に小流域は大流域より洪水流量の観測が容易で、量水堰等の設置により高い精度の流量観測値を得ることができる。このような高い精度の流量観測値を利用して大流域の流量を合成できれば、観測が行なわれていない大流域の洪水流量の推算が可能となり、流量計画及び砂防計画にとって有用であると考えられる。

小流域の洪水流量から大流域の洪水流量を合成する場合、大・小流域間で、流域面積のみならず降雨分布、河道貯留、地質(土壌を含む)及び植生等の要因が洪水流量に与える影響を調べておかねばならない。これらの要因中、洪水流量に与える影響が大きいのは、降雨分布及び河道貯留であると考えられる。

地質、植生等の要因が洪水流量に与える影響については、未解明の部分が多い。そこで本研究では、大・小流域間で地質及び植生が同様の流域を対象として、これら要因の違いによる大・小流域間での洪水流量に与える影響に差異が無いようにする。今まで流域面積が9km²程度の流域内において、洪水流量に与える河道貯留の影響は小さいことが研究されている⁶⁾。しかしながら、さらに流域面積が大きくなると河道貯留の影響はどうであろうか。本研究では、さらに流域面積の大きい流域において、小流域から大流域への洪水流量の合成を行ない、河道貯留の影響を調べた。ここで用いた合成方法は、実用を考慮して面積集中図の縦軸を小流域の面積に、横軸を河道距離としたものである。この方法に対応するものとしてSherman⁷⁾及び石原・小葉竹⁸⁾等が提案した方法で、雨量から洪水流量を求める単位図法がある。単位図法の考え方と本研究の合成方法との関係は(4)において述べる。

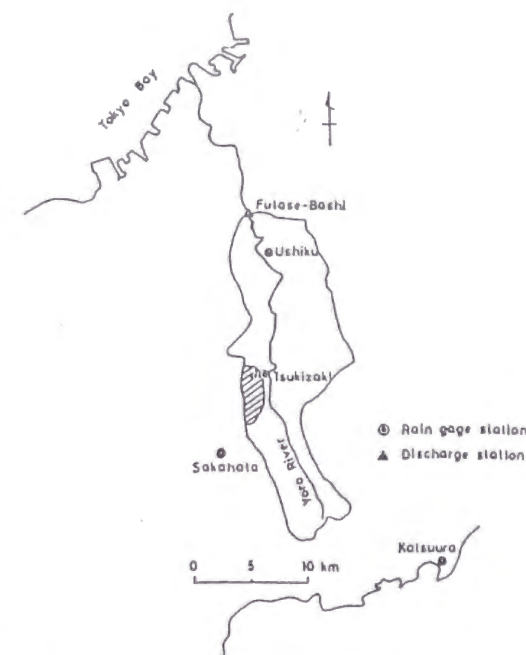


図5 大流域(二瀬観測所上流域)及び基準小流域(浦白川流出試験地)位置図

Fig. 5 Location of the large basin(Futase-bashi) and the representative unit basin(Urajiro river experimental basin).

(2) 流域の概要(地形、地質、河道等)

大流域は、房総半島のほぼ中央部を流下し東京湾に注ぐ養老川流域で、その形状は南北に細長く、長さ約30km、幅は上流で約4km、下流で8~10kmであり、河口から18kmの二瀬橋観測所上流域の流域の流域面積は184.2km²である(図5)。なお、養老川河口より上流域の流域面積は245.9km²、河道長75km、基本高水のピーク流量2000m³/sである。二瀬橋観測所上流15km地点で高滝ダム(洪水調節量: 280m³/s)の工事が1983年12月より行なわれているが未完成である。流域の最上流部は清澄山(370mT.P.)であり、流域界は200m程度の尾根となっている。

地質は、中・上流域は、国本層、梅ヶ瀬層と呼ばれる上総層群に属するもので、下流域に一部上総層群がある。これらは、いずれも第四紀の地層であり、基岩の種類は砂岩、泥岩がほとんどを占める。

河道は、下流端(二瀬橋観測所)から上流端まで蛇行しながら約48kmの長さを有する。本流域は、房総半島全体の地盤隆起(年間2mm程度)と流水の侵食により、河岸段丘が発達し、河床は堤内地地盤高よりかなり低く9~17mの比高がある。河道幅は約35m、平水時の水面幅は20m程度であり、上・下流を通してほぼ一定の河道断面を示す。

両岸法面は切り立っており、その表面は、砂岩、泥岩が露出している所が多く植生は乏しい。

(3) 小流域から大流域への流出量の合成

a. 合成に際しての仮定

基準小流域から小流域のハイドログラフを推定する場合、及び小流域から大流域のハイドログラフを合成する場合、以下に述べることを仮定した。これらの仮定に基づいて大流域の合成値が計算される。この合成値と観測値が一致すれば、小流域の流出が基準小流域とほぼ同様であり、基準小流域から大流域の流出も推定できることになる。

即ち、

① 小流域の流量∞基準小流域の流量

$$\times \frac{\text{小流域の流域面積}}{\text{基準小流域の流域面積}}$$

であること、これは、縦軸に流出高（mm/h）、横軸に時間を採ったハイドログラフが、基準小流域と小流域とで流域面積比で相似であることとする。

② 小流域からの任意時刻の流量は、大流域の河道中を一定速度で伝播すること。伝播速度としては、表4に示す洪水において大流域の降雨ピークと流出量ピークの時間差の平均が約7時間であるので、洪水到達時間をその時間差の2倍の14時間とすると、これを河道長48kmで除すと1m/s程度となる。

そこで伝播速度として、0.8m/s から1.4m/sを仮定して小流域から大流域の流出量の合成を行った。

表4 合成対象洪水の一雨雨量とピーク流量

Table4 Total storm rainfall and the peak discharge

of the analysed floods.

洪水 番号	洪水生起年月日	一 雨 雨 量 (mm)				ピーク流量 (mm/hr)	
		牛久	月崎	坂畑	勝浦	月崎	二瀬橋
1	1979年10月6日～10月8日	54.0	164.3	165.0	126.0	10.1	5.6
2	1982年8月2日～8月4日	157.0	172.7	164.0	99.0	9.1	4.9
3	1982年9月12日～9月13日	102.0	108.0	104.0	42.0	7.8	5.2

③ 小流域の流量の時間変化は、河道中で変化せずそのまま大流域下流端に達する。

④ 小流域間で降雨強度が異なる場合でもその時間変化のパターンが似ていれば、小流域からの流量は、小流域の一雨雨量に比例する。すなわち、

小流域の流量∞基準小流域の流量

$$\times \frac{\text{小流域の一雨雨量}}{\text{基準小流域の一雨雨量}}$$

⑤ 大流域の流量は、1～4の仮定に基づいて計算された小流域の流量の線型和であること。

以上の諸仮定の内、③の仮定は特に流域が大きくなると成立しにくくなる可能性がある。③の仮定は洪水波が河道中で



図6 分割小流域

Fig.6 The large basin divided into 22 unit basins.

変形しないということを意味している。

一般に洪水波の変形の原因は、その伝搬速度に比べて平均流速が小さいことに最大の原因がある。大流域の洪水波の伝搬速度は、上述のように約1m/sであり、平均流速は二瀬橋観測所において1～2m/sとかなり大きい。このことから河道での洪水波の変形はかなり小さいと推定される。さらに河道断面は、河道幅は上・下流でほぼ一定で、U字形に近く、水位上昇による水面幅の増大が小さいことも、洪水波の変形を少なくするように作用すると推定される。

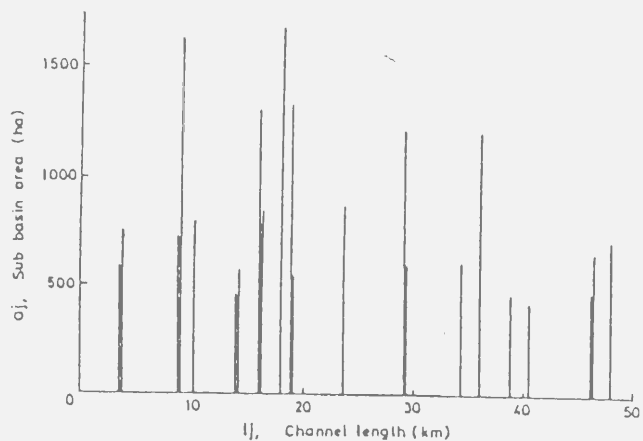


図7 河道距離と小流域の面積の関係

Fig.7 Relation between channel length from the target station

and area of the corresponding unit basins.

b. 合成の手順

大流域は基準小流域（流域面積9.04km²

²）と同程度の流域面積及びほとんど同様の流域形状の小流域に分割された（図6）。この結果、小流域の数は22となり、その流域面積は、4.23km² から16.69km² の範囲にあり、小流域面積の平均値は8.37km² となった。

これらの小流域に対し、さらに一雨雨量を求めるため、流域内外の観測所として、牛久、坂畑、月崎及び勝浦の4地点（図5）の一雨雨量を用いた。これら4地点でティーセン分割を行ない、それぞれの雨量地点の支配する小流域が決められた。月崎（基準小流域）の一雨雨量は試験地内5地点の雨量観測点の算術平均値とした。

次に各々の小流域に二瀬橋観測所からの河道距離に比例した時間遅れを与えるため、各々の小流域からの河道距離を求めた。図7にこれらの結果を縦軸に各々の小流域の流域面積、横軸に河道距離をとって示してある。この図から明らかなように、二瀬観測所からの河道距離10～20kmの間で、河道に流入する小流域の数及び面積共大きくなっていることや、ほぼ河道に沿って5km毎に小流域が合流していること等がわかる。このような条件のもとに、各小流域の流量を次のように計算した。

$$q_j(k) = \left(\frac{a_o}{3.6} \cdot q_o(k) \right) \cdot \frac{a_j}{a_o} \cdot \frac{R_j}{R_o} \quad \text{----- (10)}$$

$q_j(k)$: j 小流域の k 番目(10分刻み)の流量(m³/s)、 a_o : 基準小流域の流域面積(9.04km²)、 q_o : 基準小流域の流出高(mm/hr)、 a_j : j 小流域の流域面積(km²)、 R_j : j 小流域の一雨雨量(mm)、 R_o : 基準小流域の一雨雨量(mm)、 k : 基準小流域の洪水の始まりからの時間(10分刻み)。

次に各小流域からの時間遅れ(10分刻み)は

$$t_j = (l_j/V/600) \quad \text{----- (11)}$$

で与える。ここで、 l_j : 各小流域から二瀬橋までの河道距離(m)、 V : 洪水波の伝播速度(m/s)、600 : 600秒(=10分)、 $[\]$: ガウス記号で時間遅れ t_j を10分刻みの整数倍とするため。

(10)、(11)から第 j 小流域の大流域の下流端(二瀬橋)における流量 Q_j (m³/s)は、

$$Q_j(i) = q_j(i - t_j) \quad \text{-----} \quad (12)$$

となる。ここで t : 大流域の洪水の始まりからの時間(10分刻み)。この結果、全小流域の大流域における10分毎の合成流量 $Q_s(i)$: (mm/hr)は、(12)式を全小流域について加え、

$$Q_s(i) = \sum_{j=1}^n Q_j(i) \frac{3.6}{A} \quad \text{-----} \quad (13)$$

となる。ここで、 A : 大流域の流域面積(184.2km²)

c. 合成の結果

このようにして3.1.④の仮定が成立するように降雨の時間変化が各観測所間で似ている洪水3例(表

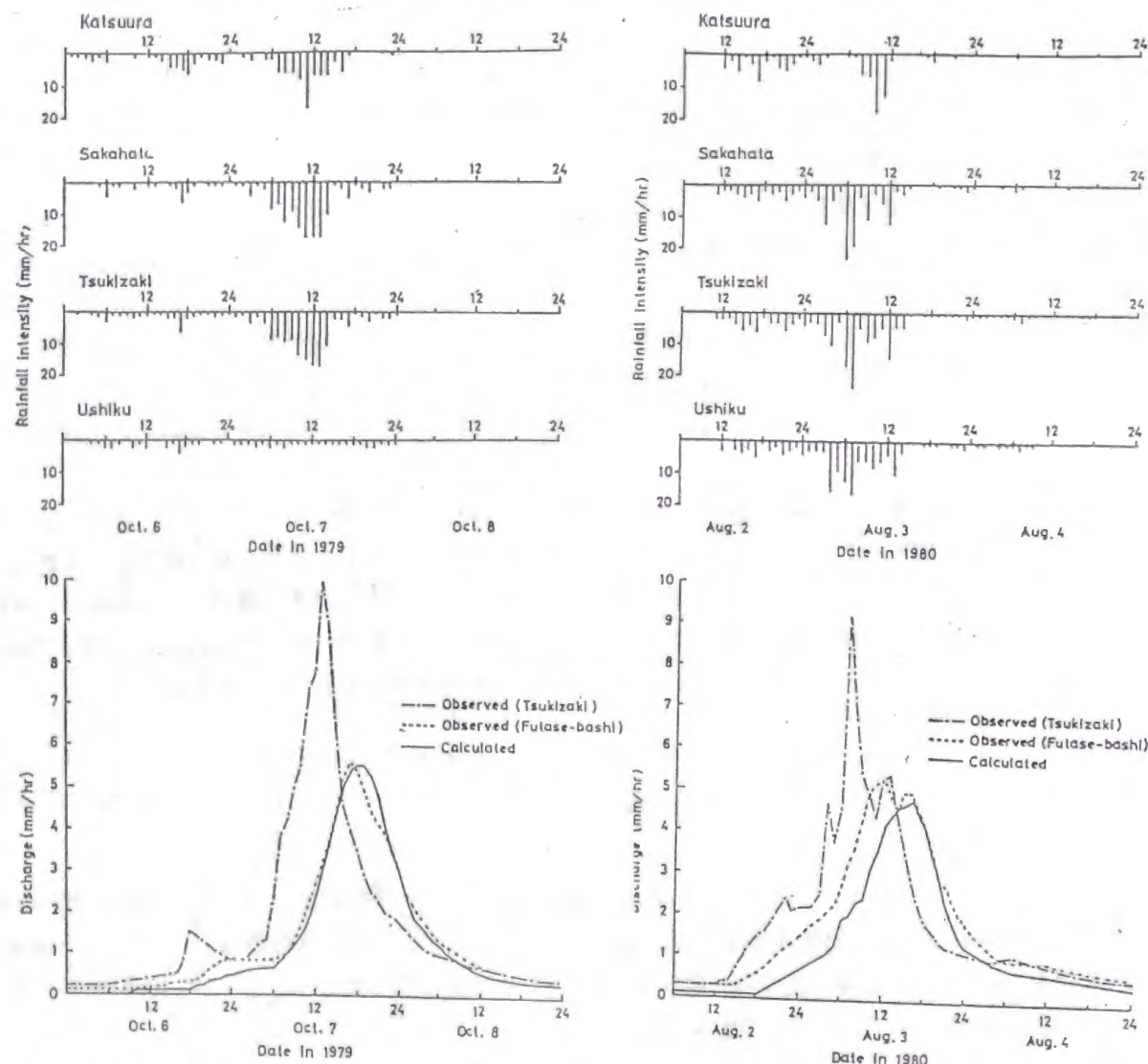


図8 小流域の洪水流量の合成値と大流域の洪水流量の観測値 (洪水番号1)

Fig.8 Comparison of the composed hydrograph with the observed hydrograph at Futase-bashi(Oct.6-8,1979).

図9 小流域の洪水流量の合成値と大流域の洪水流量の観測値 (洪水番号2)

Fig.9 Comparison of the composed hydrograph with the observed hydrograph at Futase-bashi(Aug.2-4,1980).

4)を選び小流域の流量を合成し大流域の流量を計算した結果を示したのが図8～図10である。図中、一点鎖線は基準小流域の流量の観測値、点線は合成値、実線は大流域の観測値である。

これらの図は、洪水波の伝播速度(V)を1.2m/sとした場合に、観測値と合成値はハイドログラフ全体として最も良く一致し、この時の大・小流域の観測値及び合成値を示した。なお、観測値と合成値のピーク生起時が最も良く合うのは、3.1.②で述べた洪水波の伝播速度が1m/sとした場合であった。

イ. 合成値と大流域における観測値の比較

・洪水番号1(図8)の洪水

この洪水は、表5に示したように下流にある牛久での一雨雨量が他の雨量地点の値の1/2～1/3と少ない。それにもかかわらず合成値と観測値は一致している。このことは3.1.(4)で仮定したことが実際の洪水においても満足される一端を示す。また、基準小流域のハイドログラフの立上り部に小さなピークがあるが、これは合成値で平滑化されて、観測値に近づいている。

一方ピーク生起時が合成値と観測値で異なる。これは、前述したように、ハイドログラフが全体として一致するようにしたためである。このことは、他の洪水例についても同様である。

・洪水番号2(図9)の洪水

この洪水は、基準小流域において、1982年4月19日19時～20時に31.7mm/hrの大きい強度の降雨があり、ピーク流出高12.0mm/hrの鋭いピークのハイドログラフとなった。この洪水においても、流量変化が急変する2～3箇所を除けば、合成値と観測値は、ハイドログラフ全体の形として一致している。

また、不一致点としては、以下のような点がある。

前述したように、この洪水の基準小流域のハイドログラフが鋭いピークを持つため、その結果、合成値のピーク前2時間、ピーク後4時間、7時間の時点で流量が急変する。

これら3カ所の流量の急変部は、次のように推定される。

図8で示されたように、合成値のピークを形成するのは、主として河道距離17～19kmで合流する小流域からの流量であろう。従って、合成値のピーク前2時間の流量の急変部は、河道での流下距離に換算すると約9km(= 2hr×3,600sec×1.2m/s)すなわち、図7で示されるように河道距離8～10kmで合流する小流域のピーク付近の流量が合わさった流量に対応する。

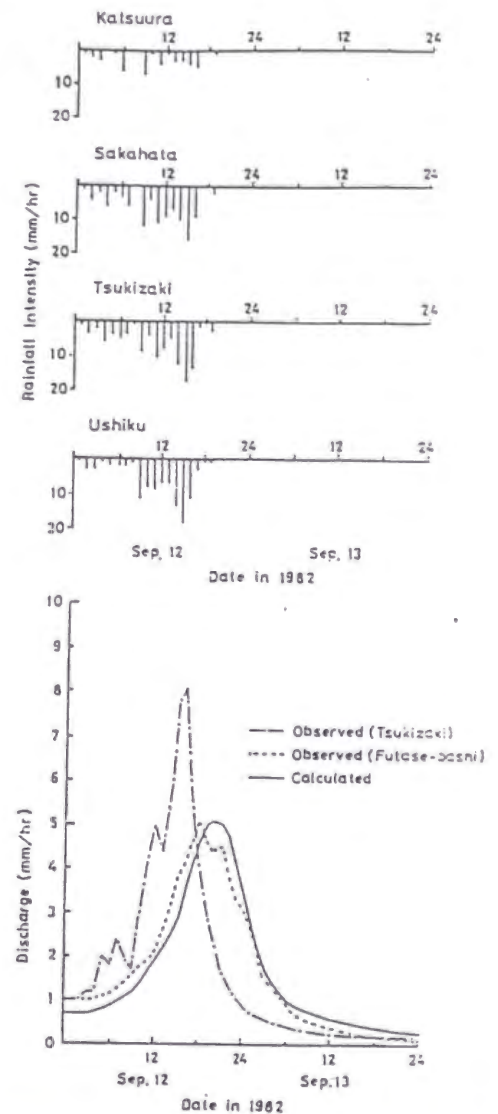


図10 小流域の洪水流量の合成値と大流域の洪水流量の観測値 (洪水番号3)

Fig.10 Comparison of the composed hydrograph with the observed hydrograph at Futase-bashi(Sept.12-13,1982)

同様に合成値のピーク後4時間及び7時間の流量の急変部は、河道での流下距離で17km及び30kmであるから、図7で河道距離34～36km、47～49kmで合流する小流域に対応する。合成値のピーク後2時間のハイドログラフの折れ曲り部は、同様の考えで、河道距離30km付近で合流する小流域のピーク付近の流量で主として形成されている。

もう一つの相異点は、ピーク流量である。合成値の方が観測値より0.3mm/hr大きい。合成値のピーク流量は、河道距離17～19kmで合流する小流域からのピーク付近の流量が大きく寄与して形成されているためである。

このように、鋭いピークを持つ洪水は、小流域が河道に沿ってどの距離で合流しているかによって、合成値の流量の急変部が決まると推定される。

・洪水番号3（図10）の洪水

この洪水は、基準小流域のハイドログラフの立上り部にいくつかの小さなピークがある。しかし、これらのピークは、合成値において無くなる。観測値のハイドログラフの上昇部の勾配は、合成値と一致している。

これらのことは、ピーク付近以外の流量の値が小さい部分は、多くの小流域からの流量が重なり合ってハイドログラフが平滑化され、合成値となったためである。

不一致点としては、合成値のピーク後2～3時間の流量の急変部は、洪水番号2で述べたと同様の理由から、河道距離で9～13kmで合流する小流域及び約30kmの河道距離にある小流域のピーク流量によると推定される。

(4)合成の意味（単位図法との対応）

今までのまとめとして、本研究で用いた合成方法の意味について述べる。

(13)式は、(10)式を用いて

$$Q(i) = \sum_{j=1}^{\infty} q_o(i-t_j) \left(a_o \frac{I}{A} \cdot \frac{a_j}{a_o} \cdot \frac{R_j}{R_o} \right) \\ = \sum_{j=1}^{\infty} q_o(i-t_j) \cdot r_j \quad \text{----- (14)}$$

と書くことができる。ここで $r_j = a_j \frac{I}{A} \cdot \frac{R_j}{R_o}$

すなわち、 Q_j は基準小流域のハイドログラフに r_j をかけたものを加え合わせた量になっている。

図7の縦軸（ q_j ）に $\frac{I}{A} \cdot \frac{R_j}{R_o}$ を乗じ、横軸に $I/V/600$ を乗じて、同図と(14)式を関係づけると、

r_j が縦軸に、 t_j が横軸に相当する。(14)式を単位図法（たたみ込み積分すなわち、

$\int_0^{\infty} q_o(\tau) \cdot \gamma(t-\tau) d\tau$ ）と考えると、図7は雨量の時系列であり、 q_o は雨量強度と γ は単位図と

に対応する。これは、面積集中図と呼ばれるものと対応している。

このことは、基準小流域から大流域の流出を合成によって求めるということは、単位図法流に言えば大流域の下流端からの河道に沿う小流域の面積分布は雨量の時系列と読み換え、基準小流域のハイドログラフは単位図と読み換えて、雨から流量を求めることに対応することになる。また、同様に本川に沿って同一面積の小流域が一定間隔で兩岸にあることは、単位図法では矩形の降雨分布を仮定し

たことである。単位降雨に対する流出が単位図であるのと同様、単位面積に対する流出がここでは基準小流域の流出となる。単位図法において単位図と降雨から流量を求めることは、ここでは、基準小流域の流量と小流域の面積の系列から大流域の流量を計算するのと同じである。

次に、(14)式からわかるように、大流域の河道は、基準小流域の流量に重みを付けた小流域の流量を集め、次いで時間遅れを与えて下流へ送る役目を持っている。このように河道貯留を取り込んでいない方法によって大流域の流量を計算したものが、かなり観測値と合った。このことは、本流域において河道貯留が、無視できることを示している。

基準小流域（試験地）の流量を用いて、他の小流域の流量を計算し、それらを合成して大流域（二瀬橋）の流量を計算した。

合成値は観測値とかなり良い適合を示し、本方法が養老川の本川流域まで拡張して適用できることが分った。このことは、この本川流域において、河道における貯留効果が無視できることを示している。

2. 2 九州火山灰地帯・非火山灰地帯の流出特性

(1)はじめに

一般に火山地帯を流域とする河川の流量は安定である。その理由は火山放出物が多孔質な内部構造を有して浸透性に富むため雨水の大部分が浸透し地下からゆっくり流出するためである。

本研究はいろいろな表層地質からなる河川の日流量を解析しその結果をまず火山灰地帯河川と非火山灰地帯河川に分類・比較し、さらに火山灰地帯河川については、火山灰地帯の流域に占める面積の割合と日流量の関係を検討のうえ火山灰地帯の流出特性を結論づけている。

対象河川は全て積雪量の少ない九州地方の諸河川から選定している。すなわち、火山灰地帯河川としては、大鳥川（火山灰地帯の面積の割合94%）、緑川（62%）、七瀬川（41%）の3河川を、また非火山灰地帯河川として川上川（風化花崗岩地帯）、広瀬川（第三紀層）、一ツ瀬川（中生層）の3河川を選定した。

(5)では、既往の日雨量・日流量データを用いて、各河川の実態をそのまま日流量別ヒストグラムや年間総流量についての流量別累加曲線に変えて、それぞれの特徴を表現している。

(6)では、仮想雨量による対象河川の流況を検討している。ここではあらかじめ作成された各河川のタンクモデルを用いて1年間分の同一雨量データをインプットして得られた日流量を(5)と同様の方法により解析し、各河川の流出特性の検討資料としたものである。

(7)では、各流域の浸透性の定量的表現の試みとして、日流量解析用タンクモデルの1段目を用いて、雨量を流出孔からの流出量と浸透孔からの浸透量に分離して、浸透度を求め、これを流出特性に関する一つの目安としている。

(2) 対象河川の選定と基礎資料の範囲

流域に占める火山灰地帯の面積の割合の違いによる流出特性の差異を調べるため、火山灰地帯河川として、大鳥川、緑川、七瀬川を選んだ。この3河川は、流域に占める火山灰地帯の面積の割合の程

表5 対象河川の諸元

Table 5 Names of rivers, river systems, gauging stations, rainfall stations and drainage areas, surface geology of the objective rivers.

河 川	水 系	測 水 所	測水所 番 号 (図1)	雨量地点	雨量地 点記号 (図1)	流域面積 (km ²)	表 層 地 質
川 上 川	嘉 瀬 川	三瀬村字詰ノ瀬	1	三 瀬	A	25.7	花崗岩
七 瀬 川	大 分 川	野津原町大字廻栖野	2	今 市	B	83.1	右岸: 古生層, 花崗岩 左岸: 溶結凝灰岩
緑 川	緑 川	砥用町大字大井早	3	浜	C	337.0	右岸: 溶結凝灰岩 左岸: 中生層
一ツ瀬川	一ツ瀬川	西米良村大字村所	4	村 所	D	213.0	中生層
広 渡 川	広 渡 川	北郷町字坂元	5	北河内	E	119.0	第3紀層
大 鳥 川	菱 田 川	有明町字倉ヶ崎	6	笠 木	F	89.6	火山灰

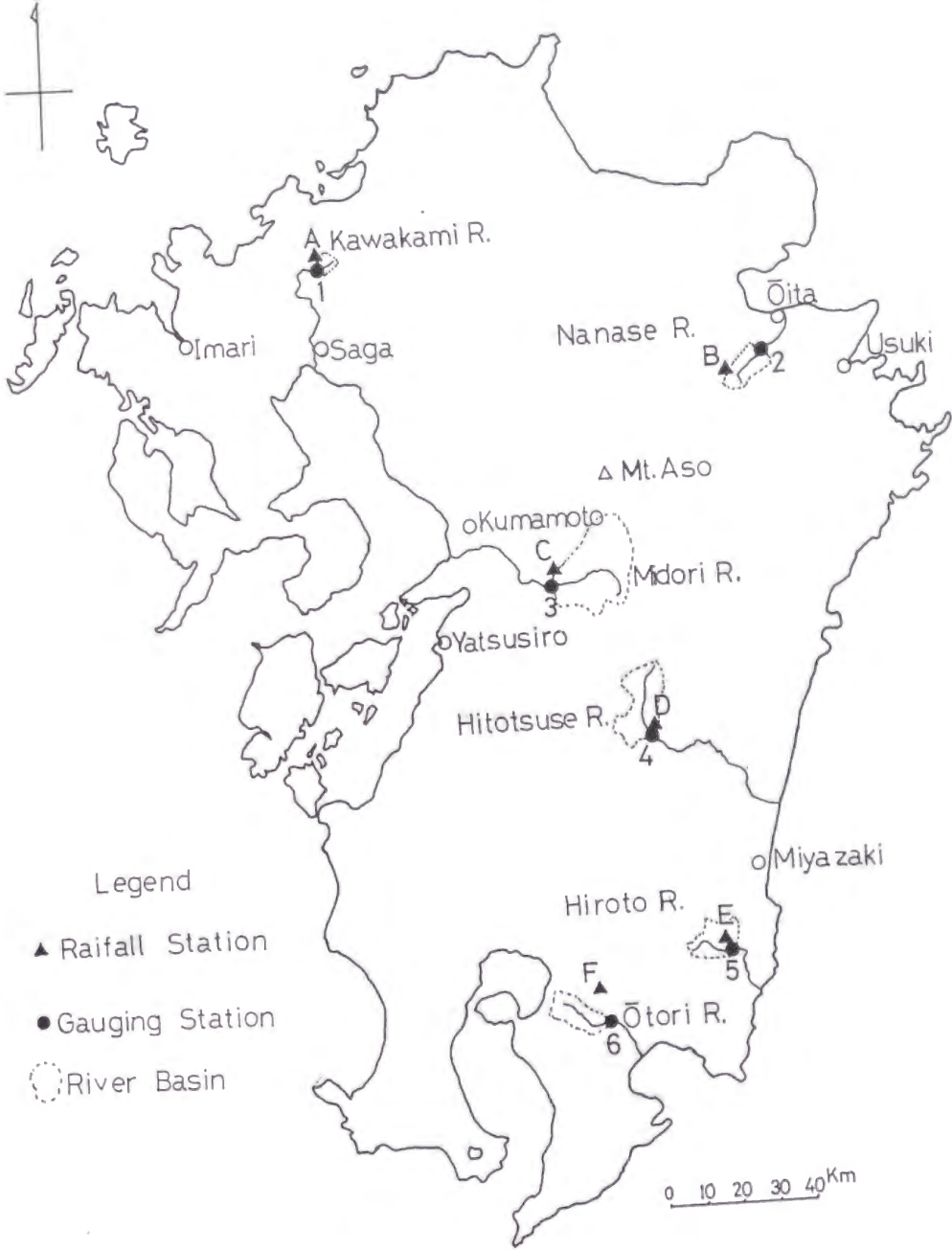


図11 河川流域図

Fig.11 Location of the six river basins of study in Kyushu district.

度が異なるように選ばれた。流域に占める火山灰地帯の面積の百分率は、大鳥川流域で94%、緑川流域で62%、七瀬川流域で41%である。

非火山灰地帯河川としては、流域に火山灰地帯が無く、各流域で表層地質が異なる3河川を選んだ。その3河川は、川上川、一ツ瀬川、広渡川である。

次に、本研究を行なうために使われた基礎資料について述べる。

地質は、土地分類図の内の表層地質図^{9)~13)}によった。この表層地質図は、県単位でまとめられて

おり、対象河川流域は、佐賀県、大分県、熊本県、宮崎県、鹿児島県の5県にわたる。日雨量は、全国気象旬報¹⁴⁾に、日流量は、流量報告書(年報)^{15)~20)}によった。日雨量、日流量とも、1958年1月1日から1964年12月31日までの7年間である。

(3) 対象河川の諸元

火山灰地帯3河川と非火山灰地帯3河川、計6河川の流域の諸元は、表5のとおりである。測水所と雨量地点の番号は、図11の河川流域図の番号に対応する。各河川で流域面積が異なり、日流量による各河川の流出特性は比較できないので、日流量は、次のように日流出高に変換された。

$$\text{日流量 (m}^3/\text{秒)} \times \frac{86.4}{\text{流域面積 (km}^2\text{)}} = \text{日流出高 (mm/日)}$$

この日流出高(mm/日)を用いて、各河川のタンクモデル、日流量別ヒストグラム、累加曲線等が作成された。

次に、各流域の表層地質を述べる。まず、流域の表層が、火山灰や溶結凝灰岩でおおわれる火山灰地帯河川から述べる。

大鳥川流域：桜島の東20kmに位置し、流域の大半が火山灰でおおわれ、上流域と谷部に溶結凝灰岩が、わずかにある。この溶結凝灰岩は、鹿児島湾奥の始良火山、湾口の阿多火山の両カルデラ火山から噴出されたものとされている。その他、中、上流域に砂岩、頁岩の互層からなる中生層が点在する。

緑川流域：阿蘇外輪山の南斜面を源流とし、松山一伊万里線と臼杵一八代線にはさまれた中部九州に属する。右岸流域全体は溶結凝灰岩で大半がおおわれる。左岸流域は中生層と古生層が卓越する。

七瀬川流域：大分川の右支川で、緑川とともに中部九州に属する。右岸流域では、古生層と花崗岩が、卓越し、左岸流域は、火山性岩の安山岩と溶結凝灰岩でおおわれている。

大鳥川、緑川、七瀬川流域にみられる溶結凝灰岩の生成機構は、マグマが多量のガスと混合し、高熱のままきわめて流動性をおびつつ、火口から熱雲や軽石流として放出され、高速度で斜面を下した堆積物とみなされている。なお、この堆積物は浸透性が高い。

続いて非火山灰地帯の河川流域の表層地質を述べる。

川上川流域：喜瀬川上流域の背振山の西に位置する。松山一伊万里線より北にあり、地質区分は北部九州に属する。中生代の貫入岩である花崗岩が流域全体を占め、その風化深度は、はなはだ深いとされている。

一ッ瀬川流域：宮崎・熊本県境の市房山の東側を流域とする。臼杵一八代線以南の南部九州に属する。流域の大半は中生層でおおわれ、中流域の一部に古第三紀層等がある。

広渡川流域：宮崎県南部の鹿児島県境近くに位置し、一ッ瀬川流域と同じ南部九州に属する。流域全体は、第三紀層でおおわれ、そのほとんどが古第三紀層であり、下流域の一部に、新第三紀層がある。

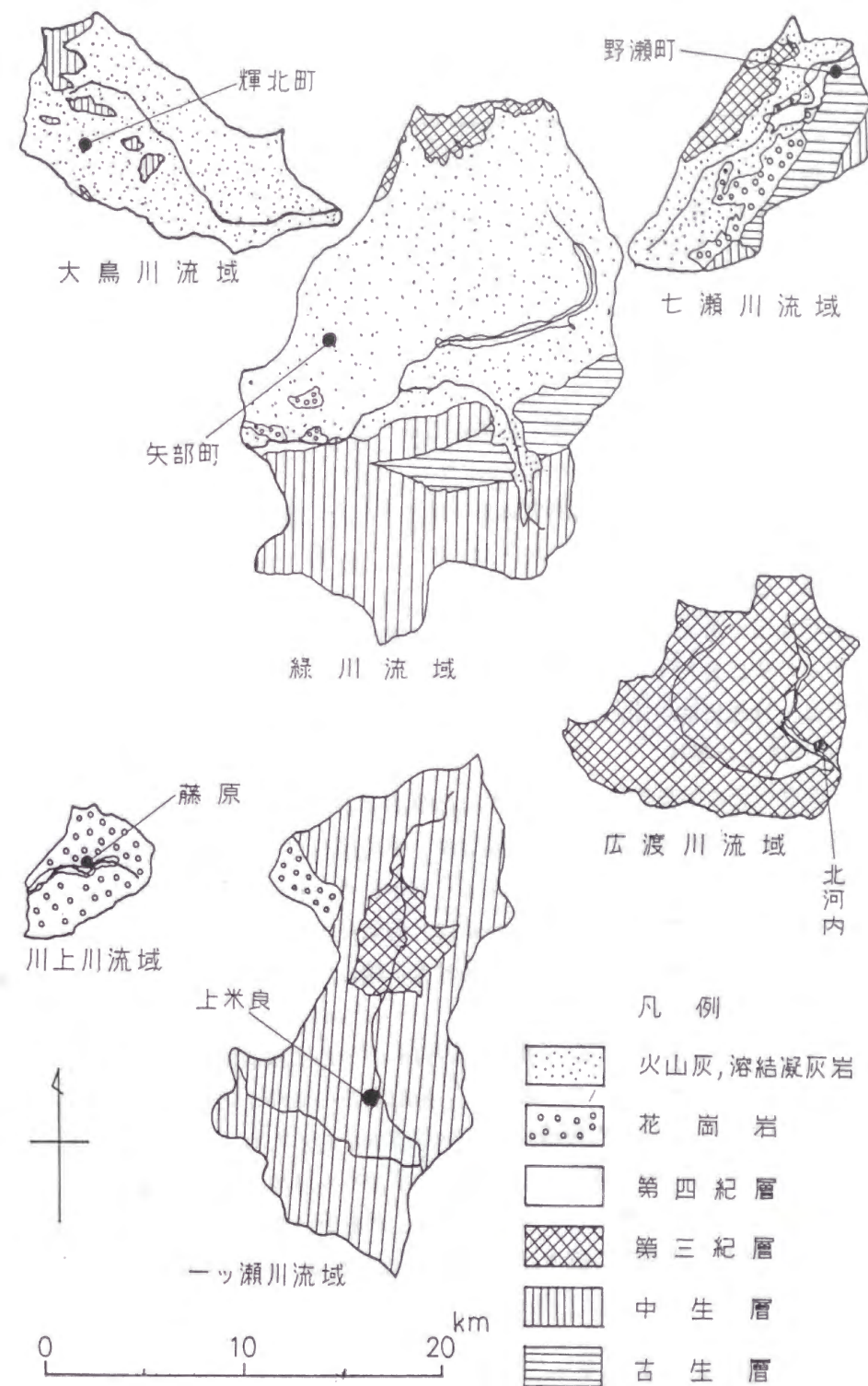


図12 各河川流域表層地質図

Fig. 12 Superficial geologic maps of each river basin.

以上、河川流域の表層地質図を図12に示す。

(4) タンクモデル

a. タンクモデルの作成

表6 月別日蒸発散量 (mm/日)

Table. 6 Daily evapotranspiration in each month. unit:mm/day

月 流域	1月	2月	3月	4月	5月	6月	7月	8月	9月	10月	11月	12月
川上川, 七瀬川, 緑川	2.2	2.4	2.9	3.5	4.2	4.0	5.1	5.3	4.0	3.2	2.5	2.2
一ツ瀬川, 広渡川, 大鳥川	2.4	2.5	3.3	3.7	4.1	4.5	5.2	5.2	4.1	3.6	3.3	3.0

雨量データに基づいて河川流量の予測、再現を行なう場合、Nash の線型貯水池モデル、タンクモデル、貯留関数法等の流出モデルが使われる。

一般に流出現象は、表面流出、中間流出および地下水流出の各成分からなり、それぞれの半減期は表面流出、中間流出、地下水流出の順に大きくなる。

火山灰地帯では、浸透量が大きく、流出成分としては、地下水流出が大きい。このような地帯の河川の日流量を解析するためのモデルは、表面流出、中間流出ばかりでなく、半減期の大きい地下水流出をも流出モデルの中に含んでいなければならない。タンクモデルは、それらの要件を満たしている。そこで本研究では、日流量解析用のタンクモデルを作成し解析を行なった。

b. タンクモデル作成上の条件

作成されたタンクモデルの良否は流域の日蒸発散量および雨量の割増し率のよりよい推定にかかっているといわれている。日蒸発散量は、雨量0および無降雨日に、タンク内の貯留高より引かれる。1段目の貯留高が0になれば、2段目のタンクより引かれる。以下、同様に3段目、4段目より引かれる。月別の日蒸発散量は、表6に示す。この値は、菅原氏が大分川水系芹川で使った値²¹⁾で、それらを川上川、七瀬川、緑川に適用し、同じく大淀川水系綾北川、綾南川で使った値を一ツ瀬川、広渡川、大鳥川に適用している。

次に、全国気象旬報から、各河川共1958年から1964年までの当該流域の7年間の降水量データを用いて、当該河川のタンクモデルを作成した。係数は、半減期の小さい1段目から決定され、次いで2段目以下へと決められていく。2段目の浸透孔からの浸透をなくしたり、1段目の浸透孔の係数を大きくしても、減衰部のすその部分の日流出高が足りない場合や、計算された年流出高が、実測の年流出高に比べ、7年間を通じて小さい場合は、雨量に割増し率をかける。各地点の雨量の割増し率は、三瀬1.0、今市1.4、浜、村所、北河内、笠木はいずれも1.2である。遅れ時間は、各河川とも、1日とした。

c. 対象河川のタンクモデル

決定された各河川のタンクモデルを図13に示す。これを用いて1958年から1964年までの各河川の日流量を計算した。計算と実測の日流量の適合について、1960年の大鳥川、1958年の広渡川を例にとり、図14に示す。1960年の大鳥川流域の年雨量は、2,225mm、1958年の広渡川流域の年雨量は、2,964mmで700mm程度の違いはあるが、この図からも火山灰地帯河川と非火山灰地帯河川の流出特性が概観できる。

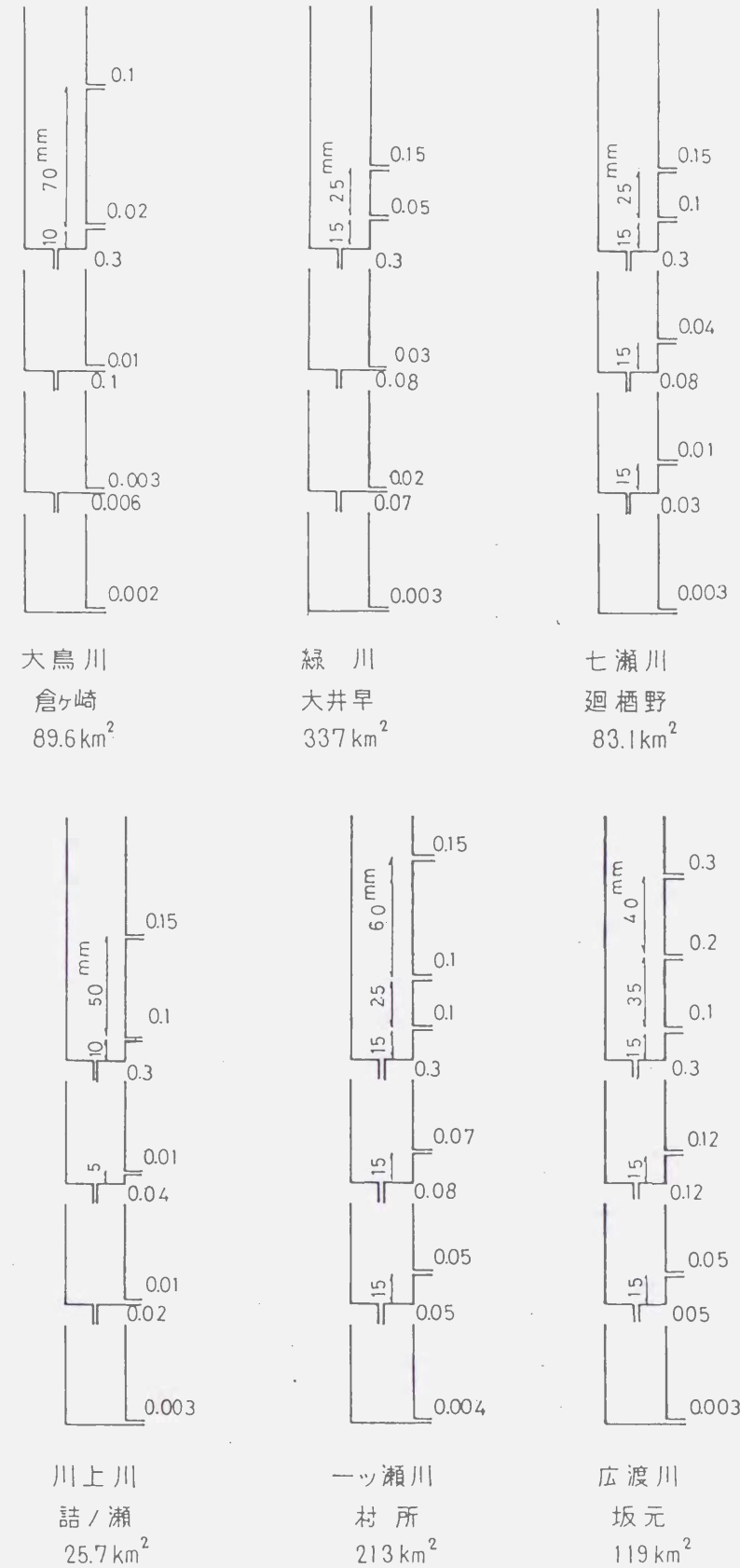


図13 各河川のタンクモデル

Fig. 13 Tank model of each river.

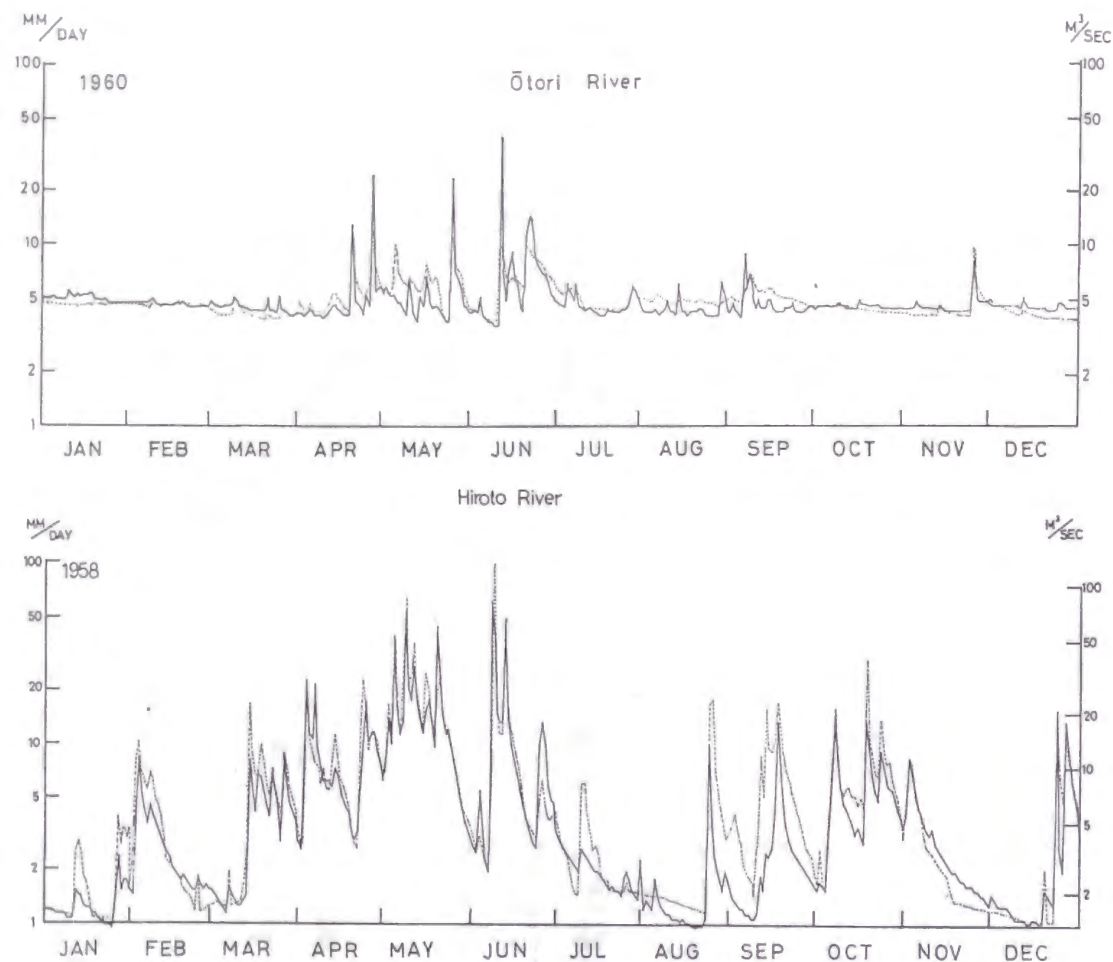


図14 大鳥川、広瀬川の日流量図 (実線：実測値、破線：計算値)

Fig. 14 Daily hydrographs of Otori River and Hiroto River. (solid lines show the observed values and dotted lines are the calculated values.)

表7 年雨量 (上段：流域平均雨量，下段 ()；地点雨量)，(mm)

Table. 7 Annual rainfall of each river basin from 1958 to 1964. (numbers above are areal rainfall and those in parentheses are point rainfall) unit:mm

年 河川名	1958	1959	1960	1961	1962	1963	1964	7ヶ年 平均雨量
大鳥川	2735 (2279)	3200 (2667)	2225 (1854)	3018 (2515)	2830 (2358)	2545 (2121)	3440 (2867)	2856 (2380)
緑川	2365 (1971)	2670 (2225)	2246 (1872)	2508 (2090)	3148 (2623)	3259 (2716)	2810 (2342)	2715 (2263)
七瀬川	2370 (1693)	2600 (1857)	2036 (1454)	3244 (2317)	2815 (2011)	3545 (2532)	2699 (1928)	2758 (1970)
川上川	2583 (2583)	2720 (2720)	2294 (2294)	2623 (2623)	2640 (2640)	3711 (3711)	2378 (2378)	2707 (2707)
一ッ瀬川	2746 (2288)	3887 (3239)	2700 (2250)	3834 (3195)	3901 (3251)	3334 (2778)	3598 (2998)	3429 (2857)
広渡川	2964 (2470)	4306 (3588)	3200 (2667)	5092 (4243)	3708 (3090)	3558 (2965)	4038 (3365)	3838 (3198)

(5) 日流出高にみる対象河川の流況

a. 雨量の取り扱い方

対象河川流域の1958年から1964年までの7年間の年雨量は表7に示すとおりである。各河川の流出特性を表わす日流量別ヒストグラムおよび累加曲線は、この7年間のうち、年雨量が近似している年を選んで作成されている。すなわち、火山灰地帯河川の大鳥川は1958年、緑川と七瀬川は1959年である。又非火山灰地帯河川の川上川は1959年、一ッ瀬川と広渡川は、いずれも1958年である。

b. 各河川の日流出高

(4)c. で決定した各河川のタンクモデルを使って各々の流域の1年間分の日雨量を入力データとして日流出高を計算する。計算の結果は、日流量別ヒストグラムおよび累加曲線にまとめられている。流出高は、0mm/日から120mm/日まで、1mm/日毎の階級区分を行ない、日流量別ヒストグラムを作った。しかし、20mm/日以上の日流出高の度数は、最大で年間の4%以下であり、したがって20mm/日以上の日流出高の階級区分は、10mm/日毎として日流量別ヒストグラムを作った。(図15～図20)

図15～図20に記入された曲線は、階級別年間総流出高と年流出高の比を累加したものである。この曲線を累加曲線と定義する。累加曲線は、次のようにして作成する。ある階級の流出高の中央値(たとえば1mm/日から2mm/日の区間の階級値では1.5mm/日)を S_i 、その階級の度数を f_i とすると、その階級の年間の総流出高 q_i は、 $q_i = S_i \cdot f_i$ となる。年流出高を Q とすると、累加曲線は、

$$F = \sum_{i=1}^n q_i / Q \quad \text{と表される。} F \text{ は年流出高 } Q \text{ を分母に持つから、各流域間の年流出高の違いを打ち消すの}$$

で、各河川の累加曲線は、ある程度同一基準で、比較できる。次に各河川について、日流量別ヒストグラムと累加曲線の特性について述べる。

大鳥川では、4mm/日から5mm/日の日流出高の度数が最大である。10mm/日までの日流出高の日数は、年間の98%に達する。累加曲線のこう配は5mm/日と6mm/日の間が最大である。このことは、5mm/日から6mm/日までの日流出高の総和が、最大であることを示す。10mm/日の累加曲線の値は、0.96である。このことは、年流出高の96%が10mm/日以下の日流出高の総和で、しめられることになり、10mm/日以上の大い日流出高を生じる流出は、たいへん少ないことになる。(図15)

緑川では、3mm/日から4mm/日までの日流出高の度数が最大である。10mm/日までの日流出高の日数は、年間の94%に達する。累加曲線のこう配、4mm/日から5mm/日の間が最大である。10mm/日の累加曲線の値は、0.84である。(図16)

七瀬川では、2mm/日から3mm/日までの日流出高の度数が、最大である。10mm/日までの日流出高の日数は、年間の95%に達する。累加曲線のこう配は、2mm/日から3mm/日の間が最大である。10mm/日の累加曲線の値は、0.67である。(図17)

次に非火山灰地帯河川の川上川、一ッ瀬川、広渡川については、図18から図20に、日流量別ヒストグラムと累加曲線を示す。川上川では、3mm/日から4mm/日までの日流出高の度数が、最大である。

一ッ瀬川では、2mm/日から3mm/日までの日流出高の度数が最大である。広渡川では、1mm/日から2mm/日までの日流出高の度数が最大である。

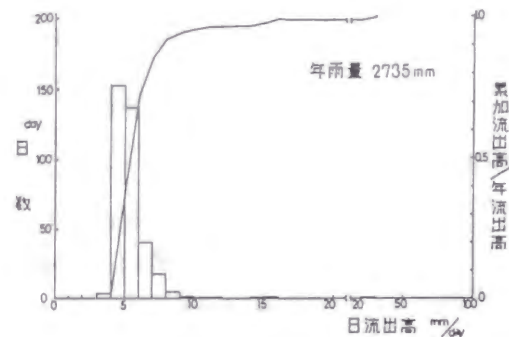


図15 大鳥川の日流量別ヒストグラムと累加曲線(1958年)

Fig.15 Frequency distribution and accumulated curve by the depth of daily runoff of Otori River in 1958.

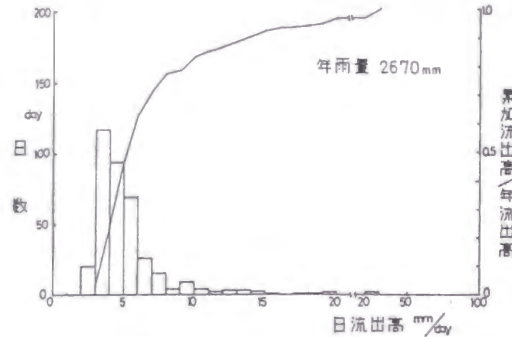


図16 緑川の日流量別ヒストグラムと累加曲線(1959年)

Fig.16 Frequency distribution and accumulated curve by the depth of daily runoff of Midori River in 1959.

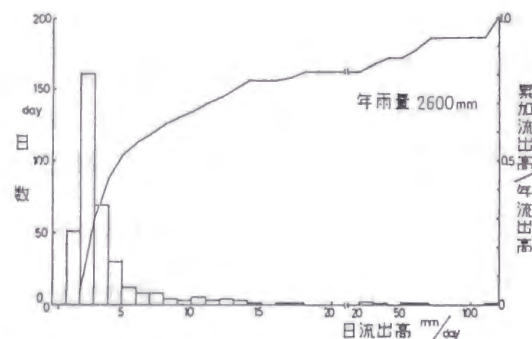


図17 七瀬川の日流量別ヒストグラムと累加曲線(1959年)

Fig.17 Frequency distribution and accumulated curve by the depth of daily runoff of Nanase River in 1959.

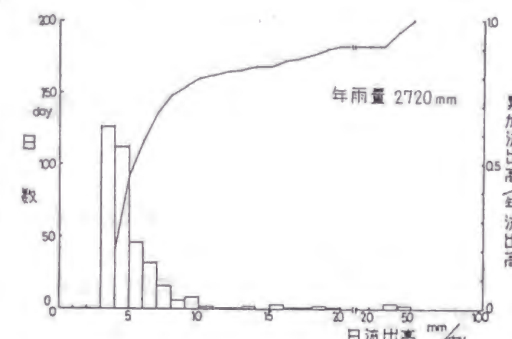


図18 川上川の日流量別ヒストグラムと累加曲線(1959年)

Fig.18 Frequency distribution and accumulated curve by the depth of daily runoff of kawakami River in 1959.

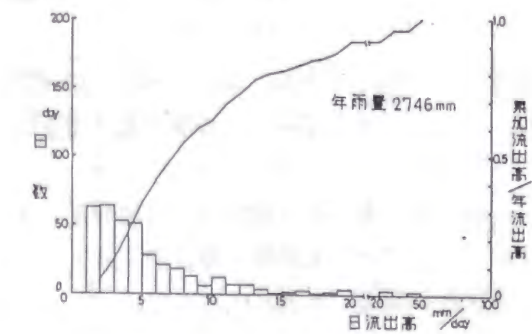


図19 一ツ瀬川の日流量別ヒストグラムと累加曲線(1958年)

Fig.19 Frequency distribution and accumulated curve by the depth of daily runoff of Hitotsuse River in 1958.

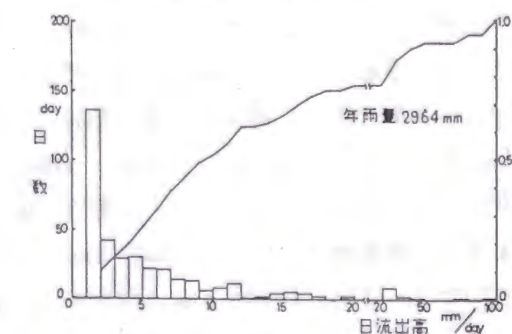


図20 広渡川の日流量別ヒストグラムと累加曲線(1959年)

Fig.20 Frequency distribution and accumulated curve by the depth of daily runoff of Hiroto River in 1958.

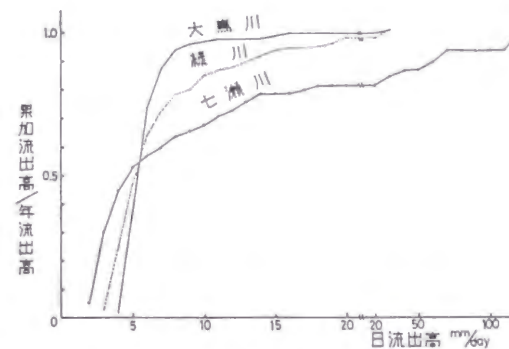


図21 火山灰地帯河川の累加曲線

Fig.21 Accumulated curves of the depths of daily runoff on rivers in the volcanic ash regions for a year.

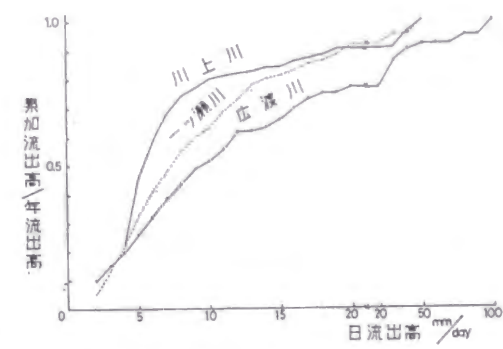


図22 非火山灰地帯河川の累加曲線

Fig.22 Accumulated curves of the depths of daily runoff on rivers in the nonvolcanic ash regions for a year.

c. 火山灰地帯河川と非火山灰地帯河川の流況の差異

図21および図22は、各河川の累加曲線を同一図面上に表わしたものである。図21と図22を比較すると、火山灰地帯河川の累加曲線は、非火山灰地帯河川のそれに比較し、累加曲線のこう配は、日流出高10mm/日以下では、一般的に大きい。しかし、川上川は火山灰地帯河川と近似した累加曲線を示す。川上川は、全流域が風化の進んだ花崗岩でおおわれ、浸透能が大きく、火山灰地帯河川と同じような傾向を示すと推定される。

火山灰地帯河川だけについて、10mm/日の日流出高での累加曲線の値を比べる。大鳥川では、0.96、緑川では、0.84、七瀬川では、0.67である。すなわち、流域に占める火山灰地帯の面積の割合が大きい程、10mm/日以下の低水流出高の和が大きく、流況が安定している。

(6) 仮想雨量による対象河川の流況

a. 仮想雨量の作成

(5)の解析は、対象河川流域間の年雨量が、近似的に等しい年を選んで行なわれた。その場合、日雨量強度、日雨量の時系列、無降雨日数等の日雨量の特性は、各河川流域間の雨量で当然異なっている。したがって、次の観点から、前章までの研究成果は十分とはいえない。日雨量強度が大きい日が多く、日雨量強度が小さい日が少ない場合は、大きい日流出高の日が多くなる。日雨量の時系列が異なる場合、たとえば、日雨量強度の大きい降雨の日の後に、日雨量強度の小さい降雨の日がある場合と、反対に、それらの降雨の日が前後逆に来た場合では、日流出高は、異なる。又、無降雨日数が、少なくなれば蒸発散による損失雨量は、小さくなる。このように日雨量の特性が、各河川流域間で異なることにより、日流量別ヒストグラムや累加曲線が変わることが考えられる。その結果、各河川の累加曲線を比較して、その違いが、日雨量の特性の違いによるものか、各河川流域固有の流出機構の違いによるものか結論できない。

そこで、この難点を取り除くために、ある流域の1年間分の日雨量データを他のすべての流域の仮想雨量として各河川のタンクモデルによって日流量計算を行なった。計算結果は(5)と同様に日流量別ヒストグラムおよび累加曲線にまとめられている。ここでは、日雨量強度、日雨量系列、無降雨日数等すべて同一として、各河川間の累加曲線を比較できる。その結果、なお、各河川の累加曲線が、(5)で述べたことと同じ傾向を示せば、それは、各河川の流出機構の違いと結論づけることができる。

仮想雨量として2つのケースを作成した。1つは、大鳥川流域の日雨量であり、もう1つのケースは、広渡川流域の日雨量であり、2つのケースとも、日雨量を採用した年は、1958年である。

b. 仮想雨量による各河川の流況

火山灰地帯河川について仮想雨量を用いて、累加曲線を作ったのが、図23、図24である。図23は、大鳥川流域の雨量を仮想雨量とした場合である。図23で、10mm/日の累加曲線の値は、大鳥川では、0.96、緑川では、0.76、七瀬川では、0.71である。一方、図24は、広渡川流域の雨量を仮想雨量とした場合である。図24で、10mm/日の累加曲線の値は、大鳥川では、0.94、緑川では、0.69、七瀬川では、0.64である。図23、図24の10mm/日の累加曲線の値の大きさの各河川間の順は、変化していない。

非火山灰地帯河川について同じように、仮想雨量を用いて、累加曲線を作ったのが、図25、図26である。図25は、大鳥川流域の雨量を仮想雨量とした場合である。図25で10mm/日の累加曲線の値は、川上川で0.80、一ッ瀬川で0.63、広渡川で0.59である。一方、図26は、広渡川流域の雨量を仮想雨量とした場合である。図26で、10mm/日の累加曲線の値は、川上川で0.74、一ッ瀬川で0.55、広渡川で0.52である。火山灰地帯河川と同様に、10mm/日の累加曲線の値の大きさの各河川間の順は、変化していない。

各河川流域自体の雨量による累加曲線（図21～図22）と仮想雨量による累加曲線（図23～図26）を比較し、各河川の流況の傾向は一定しているといえる。

特に、大鳥川では、河川流域自体の雨量による累加曲線と仮想雨量による累加曲線の間にほとんど変化がなく、年流出高の90%以上は、10mm/日以下の流出となり、安定した低水流出を示す。

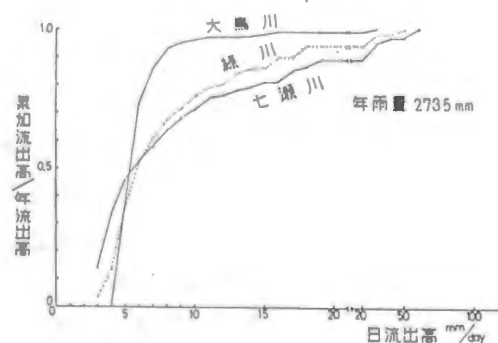


図23 火山灰地帯河川の累加曲線(大鳥川流域の雨量を仮想雨量とした場合)。

Fig.23 Accumulated curves of the depths of daily runoff on rivers in the volcanic ash regions assuming that the areal rainfall of Otori River basin coincides with that of each river basin.

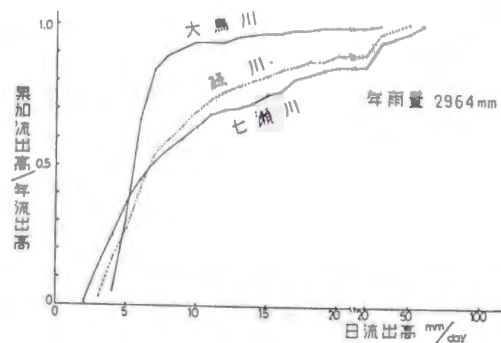


図24 火山灰地帯河川の累加曲線(広渡川流域の雨量を仮想雨量とした場合)。

Fig.24 Accumulated curves of the depths of daily runoff on rivers in the volcanic ash regions assuming that the areal rainfall of Hiroto River basin coincides with that of each river basin.

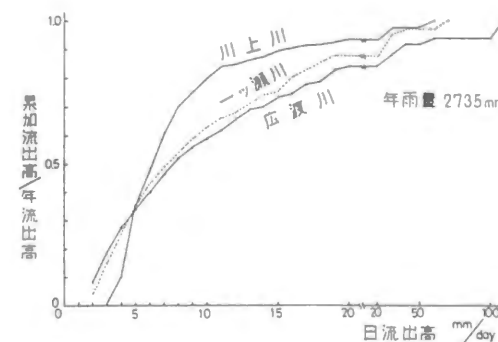


図25 非火山灰地帯河川の累加曲線(大鳥川流域の雨量を仮想雨量とした場合)。

Fig.25 Accumulated curves of the depths of daily runoff on rivers in the nonvolcanic ash regions assuming that the areal rainfall of Otori River basin coincides with that of each river basin.

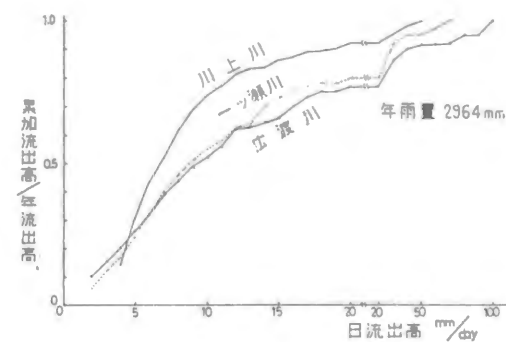


図26 非火山灰地帯河川の累加曲線(広渡川流域の雨量を仮想雨量とした場合)。

Fig.26 Accumulated curves of the depths of daily runoff on rivers in the nonvolcanic ash regions assuming that the areal rainfall of Hiroto River basin coincides with that of each river basin.

(7) 対象河川の浸透高の割合

a. 計算方法

対象河川の流況の差異に影響を与える要素のうち、流域の地表から、地中への浸透量が大きなウェイトをもつと推定される。実際の降雨時に表層における河川流域全体の平均浸透量を観測することは、むづかしい。

本節では、タンクモデル1段目からの流出高と浸透高を計算し、各河川流域の浸透の程度を比較する。

日流量解析用タンクモデルの1段目は、洪水解析用タンクモデルの3段分に相当するとされている。このことから、日雨量解析用タンクモデルの1段目の浸透孔から2段目以下への浸透量は、安定した河川流量の源となる。

浸透の程度を各河川で比較するには、各河川のタンクモデルの1段目の流出孔と浸透孔の係数の比をとって調べればよい。しかし、その係数の比は、タンク内の貯留高によって変化する。

そこで、各河川流域自体の1年間の日雨量をタンクモデルの1段目に入れ、流出孔からの流出高と浸透孔からの浸透高のそれぞれ、1年間の総和を計算した。次に、流出孔からの1年間の総流出高を R 、浸透孔からの1年間の総浸透高を I とする。タンクモデル1段目からの全流出高($I+R$)にしめる浸透高の割り合い(S)を計算する。 $S=I/(I+R)$ である。1年間の日雨量としては、各河川流域とも、(5)a.で述べた同一のものを使った。

次に、(6)a.で述べた仮想雨量をタンクモデルの1段目に入れ、全流出高にしめる浸透高の割り合い、 S を各河川について計算する。 S を浸透度と名付ける。

b. 計算結果

表8に、各河川流域自体の1年間の日雨量を入れた場合の浸透度を示す。火山灰地帯河川において浸透度の値は、大鳥川、緑川、七瀬川の順に小さくなっている。すなわち、流域にしめる火山灰の面

積の割合が、大きい程、浸透度が大きい。非火山灰地帯河川の浸透度は、広渡川の0.75から川上川の0.80までの値をとっている。この値は、火山灰地帯河川の大鳥川や緑川に比べて、小さい。しかし、七瀬川の値と同じかそれより大きい値をとっている。七瀬川は、流域にしめる火山灰地帯の面積の割合が小さく、流域平均の浸透高が小さくなるためと推定される。

次に、仮想雨量を、タンクモデルの1段目に入れ、浸透度を計算した結果が表9である。浸透度の値は、大鳥川流域の日雨量を仮想雨量とした場合と広渡川流域の日雨量を仮想雨量とした場合とでは、日雨量の特性が異なるので、差異が出ている。しかし、各河川流域自体の雨量による各河川流域の浸透度の大きさの順と変わらない。

すなわち、火山灰地帯河川では、大鳥川、緑川、七瀬川の順であり、非火山灰地帯では、川上川、一ツ瀬川、広渡川の順である。

表8 各河川流域自体の雨量による浸透度

Table 8 Degree of infiltration by use of the areal rainfall of each river basin through the top tank of the tank models.

河 川 名 浸 透 度 等	火 山 灰 地 帯 河 川			非 火 山 灰 地 帯 河 川		
	大鳥川	緑 川	七瀬川	川上川	一ツ瀬川	広渡川
年 雨 量 (mm)	2,735	2,670	2,600	2,720	2,746	2,964
総 浸 透 高 (I) (mm)	2,109	1,871	1,580	1,817	1,781	1,902
総 流 出 高 (R) (mm)	140	307	524	443	518	629
浸 透 度 ($S=I/(I+R)$)	0.94	0.86	0.75	0.80	0.77	0.75

表9 仮想雨量による浸透度

Table 9 Degree of infiltration through the top tank of the tank models assuming that the areal rainfall of Hirito and Otori River basins become those of each river basin.

(その 1. 大鳥川流域の日雨量を仮想雨量とした場合、年雨量 2,735 mm)

河 川 名 浸 透 度 等	火 山 灰 地 帯 河 川			非 火 山 灰 地 帯 河 川		
	大鳥川	緑 川	七瀬川	川上川	一ツ瀬川	広渡川
総 浸 透 高 (I) (mm)	2,109	1,903	1,793	1,813	1,799	1,768
総 流 出 高 (R) (mm)	140	357	476	455	477	501
浸 透 度 ($S=I/(I+R)$)	0.94	0.84	0.79	0.80	0.79	0.78

(その 2. 広渡川流域の日雨量を仮想雨量とした場合、年雨量 2,964 mm)

河 川 名 浸 透 度 等	火 山 灰 地 帯 河 川			非 火 山 灰 地 帯 河 川		
	大鳥川	緑 川	七瀬川	川上川	一ツ瀬川	広渡川
総 浸 透 高 (I) (mm)	2,334	2,083	1,952	1,962	1,981	1,902
総 流 出 高 (R) (mm)	174	462	603	568	579	629
浸 透 度 ($S=I/(I+R)$)	0.93	0.82	0.76	0.78	0.77	0.75

表10 各河川の半減期(日)

Table 10 Half life periods by use of the top tank of the tank models of each river.

unit:day

河川名	火 山 灰 地 帯 河 川			非 火 山 灰 地 帯 河 川		
	大 鳥 川	緑 川	七 瀬 川	川 上 川	一ツ瀬川	広 渡 川
半 減 期	1.7	1.4	1.3	1.3	1.1	0.78

なお、表10は、タンクモデルの1段目について、タンク内の貯留高が十分高いと仮定した場合の半減期を示したものである。最大の半減期の値は大鳥川で1.7日であり、最小は、広渡川の0.78日である。半減期の値も、浸透度の値と同じく、浸透性の高い表層を持つ流域が大きい値を示している。このことは、表層の浸透性が大きい流域ほど降雨は直接流出として短期間で河道に入っているより、地中へ浸透して半減期の大きい流出成分となって、河道を流下する量が大きくなることを示している。

(8) むすび

本研究では火山灰地帯の流出特性を調べるために、九州地方の諸河川について既往資料に基づく日流量の実態解析と仮想雨量による日流量の解析を実行して、その結果を総合的に判断して結論を得ている。以下、順に結論を述べる。

火山灰地帯が明確に、その流出特性を発揮するためには少なくとも流域面積のうち60%以上が火山灰地帯で占められていなければならない。七瀬川は、流域面積の約40%が溶結凝灰岩で被覆され、他の60%は古生層、花崗岩地帯となっている。この河川の河水流量は、1.5mm/日で非火山灰地帯河川の一ツ瀬川、広渡川と同値である。また、既往資料に基づく累加曲線の10mm/日の値をみても0.67であり、大鳥川の0.96、緑川の0.84に比べ、一ツ瀬川の0.63、広渡川の0.52に近い傾向を示している。

以外だったのは、川上川の流況である。この流域は、全域風化花崗岩地帯であるが、その流況は約60%の火山灰地帯をもつ緑川とほぼ同じである。風化花崗岩地帯の河川が水文的特徴において火山灰河川とほぼ同じ特性をもつことは、当初予想しなかったことである。

仮想雨量による流出特性の検定では、大鳥川の年雨量2,735mm(1958年)と広渡川の年雨量2,964mm(1958年)を用いたが、各河川の累加曲線における10mm/日の値が、年雨量の増加にともない一様に減じるという面白い結果を得ている。すなわち、流域内に火山灰地帯94%をもつ大鳥川では2%、その他の5河川では6~8%減じている。このことから、降雨量の多少の変化にもかかわらず安定した火山灰地帯河川としての保水機能、水調節機能が期待できるのは、全流域が火山灰地帯のみと言える。

なお、この結論は、浸透度の計算結果からも裏付けられている。

2. 3 流出現象解明のための基礎的実験・観測

流出現象の解明は、流出率等の水文パラメータの推定に非常に重要である。本節では、短期の流出現象の内、表面流の発生について実験的に解明すると共に、長期の流出現象でその推定が重要とされている広域の蒸発散の観測手法について研究を行う。

2. 3. 1 表面流の発生に関する実験

(1) はじめに

降雨特性により洪水流出特性がいかに変化するかということを解明し、その結果を用いて総流出量、最大洪水流量等の洪水予測を行なうことを目的として、千葉県養老川上流の浦白川に6次谷、3次谷、1次谷というそれぞれ流域面積の異なる小流域を設け水文観測を行なっている。各次谷の洪水流出特性についての成果の一部²⁾は既に2.1.1で述べた。本実験は6次谷、3次谷、1次谷における洪水流出特性を研究するシリーズの一つである。

洪水流出特性の基本として、流出率、流出係数があるが、流出率、流出係数は流域の条件によっても変化するが降雨特性（降雨強度、総雨量、継続時間等）によっても変化する。この流出率、流出係数が降雨特性によって変わる原因を説明するためには、実流域の斜面で生起している流出現象、特に洪水流出の主成分である表面流出を観測し、流出率、流出係数との関連を明らかにすることが重要である。

実流域の斜面では落葉層があり、斜面長は長く、実験斜面の条件とは異なるが、予備的段階として以下に述べる土壌水分と表面流出との関係解明の可能性を明らかにするため実験斜面において実験を行った。ここで、「表面流出」と「早い中間流出」とは実際上両者の分離は困難であるので、本実験では両者を一括して表面流出として取り扱う。

実験として取り上げる条件の内、降雨特性としては総雨量、継続時間も考えられるが、本実験では降雨強度を採用し、降雨強度と流出率、流出係数の関係、さらに降雨強度と表面流出発生域との関係について実験を行なった。実験は、国立防災科学技術センターの大型降雨装置内に作った実験斜面上に3通りの強度の降雨を発生させ行なった。

このような実験装置を用いると任意の降雨強度が得られることは一つの長所であり、さらに実流域では数十mmの降雨強度の大きい降雨は希で降雨強度の大きい洪水記録の機会を得るにはある程度の年月を要するが、実験では任意強度に対する流出率、流出係数および表面流出の発生に関して比較的短期間で観測結果が得られ都合である。

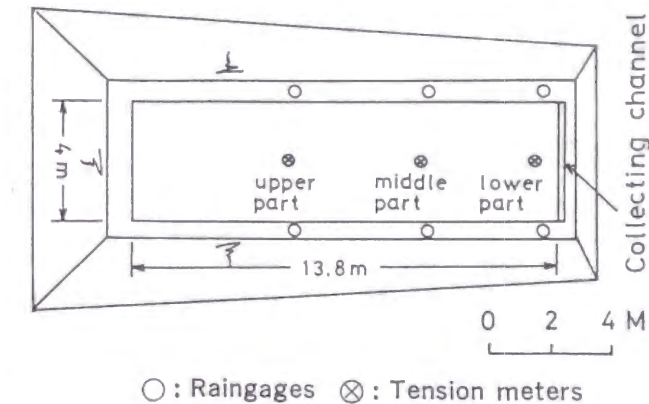
(2) 実験条件

a. 実験斜面 (図27)

実験斜面は、国立防災科学技術センターの大型降雨実験施設内において2年間養生した斜面を用いた。この2年間の養生期間により斜面の表層は1年生の草が繁茂し、表層土壌は自然状態に近い空隙の多い組成となっている。斜面の大きさは長さ13.8m、幅4mの矩形で傾斜は10度であり、全域にわたり深さ50cmまで関東ロームに被われ、その下の層は難浸透性の粘土層である。斜面の上端および側方

製の波板を深さ70cmまで埋設し雨水の上端および側方からの漏水を防ぐよう努めた。

2. 実験条件



○ : Raingages ⊗ : Tension meters

図27 実験斜面

Fig. 27 Experimental slope

b. 土壌の特性

実験斜面の土壌は、2年放置されたものの人工斜面のため性質を明らかにしておかねばならないので粒径分布、比重、透水係数の測定を行なった。

粒径分布は、斜面中心部において地表下5cm、25cm、40cmから採取した土壌を対象に団粒構造は失われるが土自体の粒度の目安として JIS A 1218の方法に基づいて行なった。地表下5cmでの土壌の粒径加積曲線を図28に示す。粒径は0.0015mmから0.84mmにわたって分布し、0.054mm以下と、0.074mm以上に大きく分類される。均等係数は14で JISによれば粒度分布はよい部類に属する。他の深さでの粒径分布もほぼ同様な傾向を示した。

含水比は、地表下 5cm、25cm、40cmでそれぞれ63.7%、72.5%、71.7%であった。

比重は、含水比と同じ深さでそれぞれ2.69、2.70、2.70で JIS A 1202の方法により得られた値である。

透水係数の平面的分布は、斜面上での表面流出の発生域を決める重要な因子と考えられる。そこで透水係数の斜面上の分布を知るため、斜面下部（下流端のトイから0.7m）、中央部（同じく4.5m）、上部（同じく9.0m）のそれぞれ地表下5cmの土壌を採取し、JIS A 1218の方法に従って測定した結果、斜面下流で 5.1×10^{-2} 、中央部で 4.6×10^{-2} 、上部で 5.9×10^{-2} の値（単位cm/sec）が得られ、斜面の下流から上方にわたり一様な透水性を持つといえる。

c. 計測方法

表面流出量の観測方法は、斜面下流端で地表下5cmに斜面表面に平行に上方へ向って幅30cmのトタン板を入れ、表層を流下してくる表面流をトイで集水し、これを開度30°度の三角ゼキの越流深を測定し流量に変換した。越流深は触針型サーボ水位計（精度±0.5mm）により計測した。

次に、土壌水分の飽和時間を観測するため、斜面下部（下流端から0.7m）、中央部（同4.5m）、上

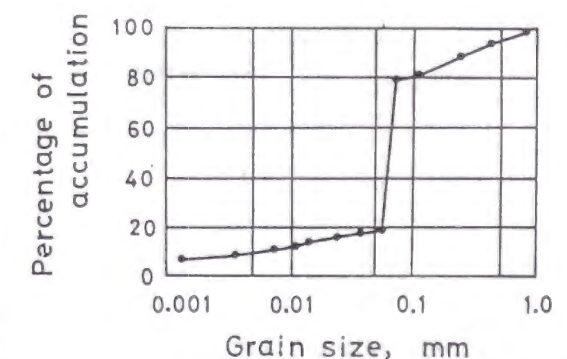


図28 実験斜面の表層土壌の粒径加積曲線

Fig. 28 Grain size accumulation curve on surface soil of the experimental slope

部（同9.0m）にそれぞれ地表下5cmの深さに水分計（テンションメータ）を設置した。検出部のポーラスカップは直径2cm、長さ6cmである。圧力変換器はDHF 1kg（出力3mv/水頭1cm）を用いた。

さらに面積雨量を計算するため、内径20cm、高さ30cm、肉厚7mmの塩ビ製の雨量マスを6個所配置した。

水分計および雨量マスの配置を図27に示す。

d. 降雨強度

降雨強度によって表面流出量がどのように変化するかを観測するため総雨量を一定になるように降雨強度20mm/hr、50mm/hr、100mm/hrの3種類の矩形波（ケースと呼ぶ）を与え表面流出の発生状態を観測した。雨量マスで測定した雨量を表11に示す。表11の内、総雨量は6個の雨量マスの算術平均値、降雨強度は総雨量を降雨継続時間で除した値である。

表11 実験対象とした降雨特性

Table.11 Characteristics of rainfall on the experiment

実験名種	雨量特性	降雨強度(mm/hr)	総雨量 (mm)	降雨継続時間(hr)
ケース 1		19.8	99.2	5.00
ケース 2		50.0	99.9	2.00
ケース 3		104.7	112.0	1.07

(3) 表面流出の発生状態

表11に示した各々の降雨強度別の実験中における目視による表面流出の発生状態を記述する。

ケース1では降雨開始から相当時間経過後までは雨水は、斜面表層から浸透し表面流出の発生は観察されなかった。15分経過後、斜面下部で所々土壌粒子の表面が光を反射し水膜が付着していることを示した。3時間30分経過すると、斜面下部において下端から0.8m地点までにおいて水面または水膜による光の反射が見られ表面流出の発生箇所と思われる部分が発生した。この部分は、最初は直径2~3cmの小さいくぼ地が湛水池となり、さらにそれ以後、互いに連結されて水面が拡大されて行った。従って、表面流発生域は全面的に水で被われた面ができるのではなく、最初に小水面が形成され、次第にそれらが互いに連結されて成長していった。

ケース2では、降雨開始後5分で斜面の下部、下流端から2mおよび6.8mの部分で、くぼ地に直径10cmの水面が形成され、15分経過後にはそれらの水面積は5倍程度拡大した。25分経過後には、斜面下流端から8.7mまでの部分に数多くの小水面が形成され、小水面と小水面の間は、土壌の飽和状態を示す水膜による反射が観察された。その後は表面流発生域は、斜面上方へ拡大しないで、一定面積の表面流発生域を生じていた。降雨終了後は、5分経過して水面はほとんど消滅し、25分経過後では、斜面下流端で2か所の小さい湧水口を示すのみであった。

ケース3では、降雨開始4分経過後、斜面下流端から4.9mまでの部分に所々小水面が形成され、6分経過後全域的に光の反射がみられ、12分経過後には、10.3mまでの部分に全域的に水面が形成された。降雨終了後は、3分経過して水面は消滅した。

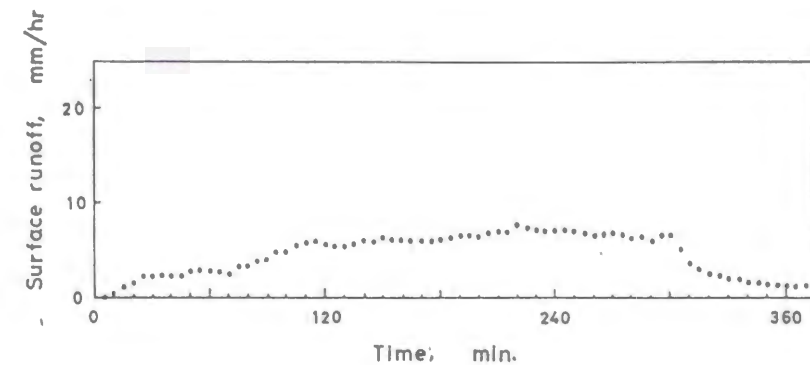


図29 ケース1 表面流出のハイドログラフ（降雨強度：19.8mm/hr）

Fig. 29 Case1. Hydrograph of surface runoff(rainfall intensity:19.8mm/hr)

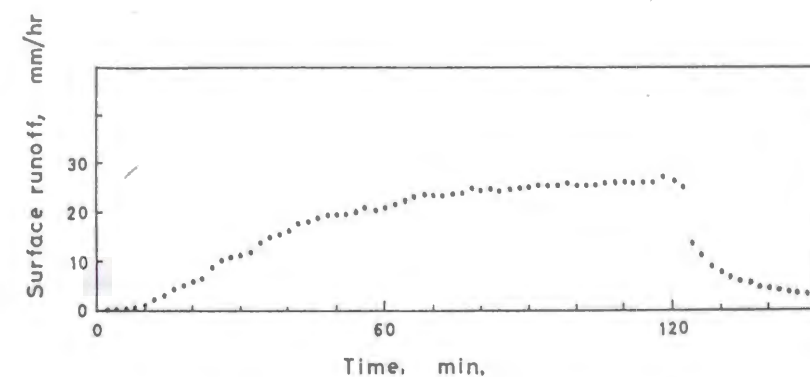


図30 ケース2 表面流出のハイドログラフ（降雨強度：50.0mm/hr）

Fig. 30 Case2. Hydrograph of surface runoff(rainfall intensity:50.0mm/hr)

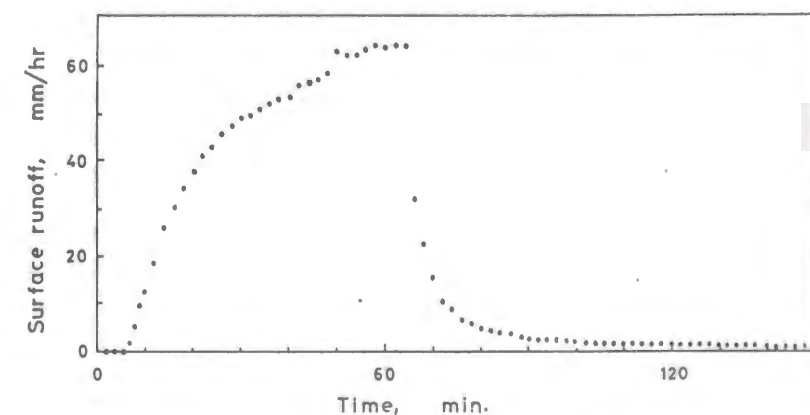


図31 ケース3 表面流出のハイドログラフ（降雨強度：104.7mm/hr）

Fig. 31 Case3. Hydrograph of surface runoff(rainfall intensity:104.7mm/hr)

以上述べたように、表面流発生域では、小さなくぼ地に湛水し、水深が増すことによりそれらが

互いに連結され、径10cm～30cmの大水面を形成した。水面を形成しない表層土壌の凸部においても土壌は飽和状態にあり、水膜の反射が観測された。

(4) ハイドログラフ

図29から図31はケース1からケース3までのそれぞれの表面流出ハイドログラフを示す。当然、表面流出には早い中間流出も含まれるがここでは一括して表面流出と呼ぶ、横軸は降雨開始後の経過時間である。

ケース1（図29）の場合、流出量は降雨開始25分経過までは増加し、25分から70分の間はほとんど変化しない。その後は、少しずつ増加し、流出高で7mm/hr程度で定常状態に達している。

ケース2（図30）では、降雨開始後50分から60分にかけて20mm/hr程度で明りょうとは言えないが、階段状ハイドログラフとなり流出量が一定の部分がある。

ケース3（図31）では、降雨開始後50分まで流出量は増加し、50分から60分にかけてハイドログラフは複雑に変化する。

実験斜面を用いて表面流出を観測した例²³⁾では、降雨強度が50mm/hr以上で明りょうな階段状ハイドログラフが観測されている。しかし、本実験では、50mm/hrの降雨強度で明りょうな階段状ハイドログラフは得られなかった。この原因としては、本実験に用いた斜面の表層土壌内を流下する表面流出成分が比較的少なかったためであると考えられる。

表12 流出率、流出係数

Table. 12 Runoff ratio and runoff coefficient of surface runoff

実験名種	降雨強度 (mm/hr)	総雨量 (mm)	総流出高 (mm)	ピーク流量 (mm/hr)	流出率	流出係数	最終表面流出 発生域面積率
ケース1	19.8	99.2	29.98	6.72	0.302	0.339	0.06
ケース2	50.0	99.9	43.93	25.77	0.440	0.515	0.64
ケース3	104.7	112.0	52.49	64.34	0.469	0.615	0.75

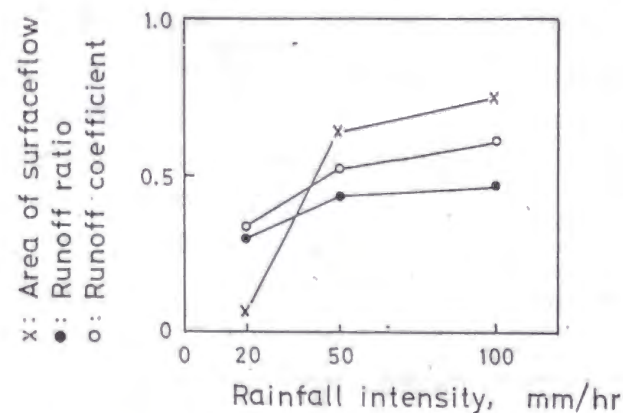


図32 降雨強度と流出率、流出係数、表面流出発生面積率の関係

Fig. 32 Change of runoff ratio, runoff coefficient and the ratio of areas occupied by surface runoff to the total area related to rainfall intensity

(5) 流出率、流出係数

(4)で得られたハイドログラフに基づいて、流出率、流出係数を算出し、降雨強度および表面流出発生域との関係を求めた。流出率(f_r)は、以下の(15)式に定義する。

$$f_r = \frac{\int_0^{T_s} q dt}{R} \quad (15)$$

ここで、 T_s は洪水継続時間であり、流出の低減状況を見た上でケース1では降雨開始後8時間20分、ケース2では9時間20分、ケース3では5時間50分とした。これ以後の流出量は小さく無視した。 q は流出高で30秒毎の観測値を用いた。 R は雨量マスによる面積雨量である。

流出係数(f_p)は以下の(16)式に定義する

$$f_p = \frac{q_p}{r_m} \quad (16)$$

ここで、 q_p は最大流出高（降雨終了時） r_m は降雨強度すなわち総雨量を降雨継続時間で除した値である。

ケース1からケース3までの流出率、流出係数等を表12に示す。

表12の流出率・流出係数および(3)で得た表面流出発生域の面積率をまとめて図32に示す。

図32から、降雨強度が大きい程流出率、流出係数が大きい値となること、表面流出発生面積率も降雨強度が大きい程、増大することが示される。さらにこれらのことから、表面流出発生面積率が大きい程、流出率、流出係数の値は大きくなる。

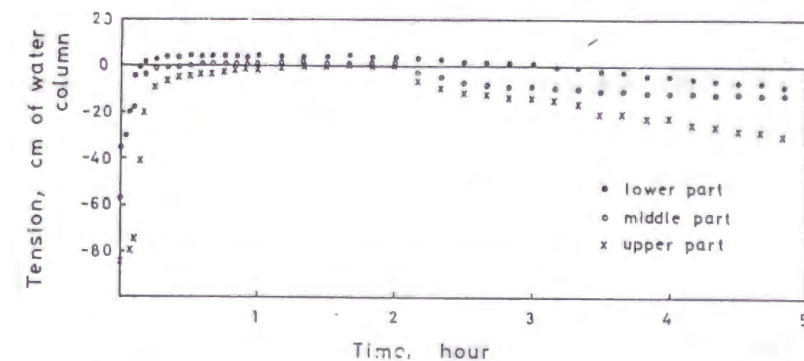


図33 表層土壌内の圧力水頭の変化（降雨強度：50.0mm/hr）

Fig. 33 Change of tension in the surface soil (unit: cm water column)

(6) 表層土壌の水分変化

表層土壌の浸透能は土壌中の水分量の関数として表わされるという実験結果²⁴⁾より考えると表面流出の発生量の多小は、表層土壌中の水分状態、特に飽和か不飽和かによって大きく異なる。

そこで、c.で述べたように水分計（テンションメータ）を埋設し、土壌中の水分変化を測定した。その結果の1例としてケース2（降雨強度50mm/hr）の場合を図33に示す。他のケースでも同様の傾向が得られている。同図の縦軸には水分計の圧力水頭（cm）を、横軸には降雨開始からの時間をとっている。

それぞれのケース毎に降雨開始から飽和に達する状態を斜面の各部について述べる。なお飽和の定義としてここでは、水分計で計測された水頭0cm以上とする。

〈ケース1〉

降雨開始後急激に圧力上昇があり、水頭で80cm程度で、20分後にほぼ圧力は定常状態に達する。さらに斜面の各部の各時刻での圧力を見ると、斜面の下部、中央部、上部の順に圧力は小さくなっている。圧力が0cmより大きい部分、すなわち土壌が飽和した部分は、斜面の下部のみであり、中央部、上部では未だ土壌は飽和状態に達しない。

〈ケース2〉

圧力が0cmまで増加する時間はケース1よりさらに短く、斜面の下部では8分、中央部では30分経過した後である。上部では圧力が0cmに達しない。すなわち、斜面の下部および中央部では土壌は飽和状態にあり、上部では不飽和状態が続く。

〈ケース3〉

ケース1およびケース2よりさらに圧力増加は急激であり、降雨開始後6分で斜面の下部は飽和し、中央部では7分、上部では17分経過後飽和状態となる。すなわち、斜面の下部から上部までの表層土壌は、降雨開始後17分以後飽和状態が続いている。

以上、ケース1からケース3までの降雨強度と降雨開始から土壌が飽和するまでの時間の関係を図34に示す。この図から降雨強度が大きい程、土壌が飽和するに要する時間は短くなる。斜面平面上では、降雨強度が大きい程、土壌が飽和状態となる部分は斜面上方へと拡大することを示している。

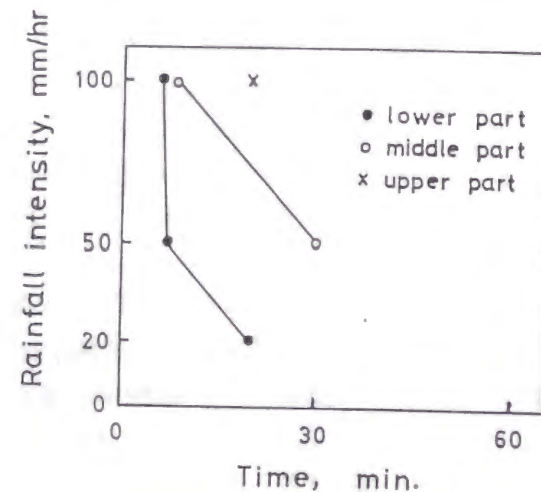


図34 降雨強度と表層土壌の飽和開始時間

Fig. 34 Relation between rainfall intensity and the time from the beginning of rainfall till saturation of the surface soil

(7) むすび

実験結果については今後もシミュレーション結果等により解析してまとめる予定であるが、以上のように既にわかった結果を要約すると次のようになる。

ア. 表面流出発生面積率は降雨強度が大きくなると増大する。そして表面流出が発生する部分は降雨強度が大きくなると共に斜面の下部から上部へと拡大する。

イ. 流出率、流出係数の値は降雨強度が大きくなると共に増大する。

ウ. 従って、ア、イから表面流出発生面積率が増大すると、流出率、流出係数の値も増大する。

エ. 表面流出が発生する部分の表層土壌（地表下5cm）は、水分計（テンションメータ）の測定値から、飽和している。

以上のような結果は既に多くの研究者により調査されている部分もかなりあるが、この方法が表面流出の発生の解明に極めて有意義であることがわかったので、今後は実際の山地斜面での表面流出および流出率、流出係数とどのような対応があるかを浦白川を中心とした現地調査によって研究して行く。

2. 3. 2 広域蒸発散観測手法に関する基礎的研究

(1) はじめに

水蒸気は、水循環過程のみならず、集中豪雨をはじめ、地震予知の地殻変動測定等においてもその挙動の解明上、重要である。しかしながら、その挙動は未解明な部分が多く、長区間あるいは、広域にわたる量的観測は今まで困難であり、水蒸気の収束観測による集中豪雨の予測及び人工衛星を用いた精密測位^{2.4)}、特に、長期の流出における流域規模での蒸発散量の推定をする場合は、従来から行われている気象観測のような点観測^{2.5)}、^{2.6)}だけでなく、広域の水蒸気量の観測手法が必要である。

最近、電波の伝播経路中における屈折率と水蒸気量との間に比例関係があることが報告されている^{2.7)}、^{2.8)}。そこでこのことを利用して、電波伝播における2周波の位相差を地上の送受信機間で約1年間観測し、気象観測による水蒸気量と比較した結果、長区間における水蒸気量の推定が可能と考えられた。また、本研究は、国立防災科学技術センターと郵政省通信総合研究所（前、電波研究所）との共同研究の一環である。

(2) 測定装置

送受信機は、茨城県の鹿島灘に近い通信総合研究所鹿島支所内の標高約26mの所に1.86kmの間隔で設置されている。その送受信機は、大気窓（window）と呼ばれる電力減衰の少ない領域である81.84GHz及びその3通倍の245.52GHzの電波を送受する。アンテナ径は、送受信側とも50cm及び30cmである。受信機の側には、気温、相対湿度、気圧及び風向・風速の各要素のセンサーが設置されている。送受信機のシステムの安定のため送受信機の装置全体は、空調がされており、0～40℃で、周波数安定度は、 $\pm 1 \times 10^{-4}$ 、電力減衰測定における誤差は ± 0.3 dB以内である。また、受信機から送信機の方角は、北北東である。

(3) 位相差による水蒸気の測定原理

一般に大気中を電波が伝播するとその伝播路において電波の位相遅延、吸収を生ずる。これらの現象は、複素屈折率Nにより解析することができる。Nは、通常、

$$N = N_0 + D(\nu) + jN''(\nu) \quad (\text{ppm}) \quad (17)$$

と表す^{2.9)}、^{3.0)}。ここで、 ν は、周波数（GHz）で第1項 N_0 は周波数によらない項で、大気の水蒸気分圧、温度及び圧力によって表わされる。第2項 $D(\nu)$ は、屈折率分散のスペクトルによる。第3項は、吸収項である。

位相遅延 ϕ は、角速度と位相速度の比であるから(17)式の実部を $N'(\nu)$ とすると、

$$\phi = 2\pi\nu / (c / N'(\nu)) \quad (\text{rad}) \quad (18)$$

と表すことができる。ここで、 c は光速、即ち真空中の電波の伝播速度（ 3×10^8 km/s）であり、(18)式は、

$$\phi = 0.0209 \nu N' (\nu) \quad (\text{rad/km}) \quad \text{-----} (19)$$

となる。

今、距離 L (km) の大気中を電波が伝播する場合の位相の変化量 ϕ を求めると、(19)式から、

$$\phi = \int_0^L \phi ds \quad (\text{rad}) \quad \text{-----} (20)$$

今、大気中に水蒸気、酸素等の気体が一様に分布していると仮定すると、屈折率は、場所によって変化しないから、

$$\phi = \phi L \quad (\text{rad}) \quad \text{-----} (21)$$

よって、今 245.52 GHz を基準として両周波数間の位相差を $\Delta \phi$ とし以下のように定義する。

(29), (30)

$$\Delta \phi = \phi_{245.52} - (245.52/81.84) \phi_{81.84} \quad (\text{rad}) \quad \text{-----} (22)$$

(4) 測定データの処理

電波の伝播による 245.52 GHz 及び 81.84 GHz の2周波間の位相差を(22)式に従って測定した。用いた電波伝播データは1987年2月から1988年1月の約1年間である。位相差は電圧(V)で出力されており、 $0 \sim 1.8 \text{ V}$ 及び $0 \sim -1.8 \text{ V}$ がそれぞれ位相差で $0 \sim 180^\circ$ 及び $0 \sim -180^\circ$ に対応している。

位相差の測定間隔は0.2秒であり、300個のデータの算術平均値を1分間データとして扱い、1日分のデータ(60x24=1440個)を1ファイルとして、フロッピーディスクに記録してある。この1分間のデータは、電圧が正負にわたって変化しているので、位相差の変化を連続的に見るためには不都合なので、以下のようにした。

まず、電圧が正の場合はそのままの値とし、電圧が負の場合は3.6Vを加えて、電圧の変化が常に $0 \sim 3.6 \text{ V}$ の範囲にあるように、即ち、位相差では $0 \sim 360^\circ$ に在るようにする。さらに、位相差が $0 \sim 360^\circ$ を越えている場合、即ち、 0° 及び 360° 付近で不連続に変化する場合はそれ以前と連続的に変化するとした。このようにして、約1年間の位相差のデータの内、降雨がほとんど無く、位相差の変化に雑音とみられるものが混入していない日、計11日を選び、(5)に示す。

水蒸気量(絶対湿度(g/m^3))は、気温から飽和水蒸気量(g/m^3)を求め、その時の相対湿度から求めた。絶対湿度に及ぼす大気圧の影響は小さいとして無視した。

(5) 測定結果

このようにして得た位相差(degree単位で示す)と水蒸気量との関係が図35である。この図は、各日の0時と12時の位相差と水蒸気量をプロットしたもので、両者は比例関係にあることは明らかである[この関係を直線で表すと: (水蒸気量) = $1.383 \times 10^{-2} \times (\text{位相差}) + 2.880$, 相関係数: 0.988となる]。

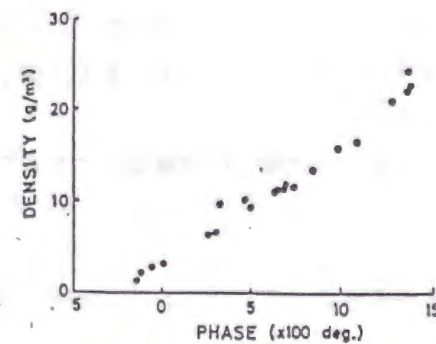


図35 位相差と水蒸気量の関係

又、各季節毎に特定の1日を選んで水蒸気量、気温、及び相対湿度と共に1時間毎に示したのが図36～図39である。これらの図中、縦軸の PHASE, DENSITY, TEMPERATURE 及び RELATIVE HUMIDITY は、それぞれ位相差、水蒸気量(絶対湿度)、気温及び相対湿度であり、横軸は、 $0 \sim 24$ 時の時間である。

図36は、春期の1987年4月11日の例で、この日は前日の夜から当日朝方にかけて霧があり、気温は0時から9時まで $16 \sim 15.5$ と10時以後に比較して高いがその変化は少なかった。その後、10時頃より気温が下がり始め、10時に 14.5°C あった気温は、24時には 5.5°C と急激に下がっていった。風向・風速は9時までは北 1.8 m/s 程度であったがその後から夜にかけて南となり風速は、 9 m/s 程度と増大した。これらのことから、10時頃には南からの冷たい乾燥した空気が多量に供給されたことに依って、水蒸気量(絶対湿度)が減少し、そのことは、位相差の減少となって図36に表されている。

図37は、夏期の8月29日の例で、気温は午前0時から6時頃までは、 $26 \sim 24^\circ\text{C}$ であまり変化がなく、6時～18時までは、 $24 \sim 28.5^\circ\text{C}$ まで上昇する。一方、相対湿度は、3時から7時までは、 100% であり、その後徐々に減少し12時以降また増加しはじめ19時以後は、 100% となる。

風向・風速は、0時～8時までは、安定しており、ほぼ北北西で、 1.5 m/s 前後であった。この結果、水蒸気量は、 $21 \sim 24 (\text{g/m}^3)$ と大きいがその日変化は、大きくなく位相差の変化も同様で両者は、よく対応している。

図38は、秋期の10月9日の例で、気温は、 $19.5^\circ\text{C} \sim 20.5^\circ\text{C}$ で1日を通して変化は小さい。一方、相対湿度は、午前と午後の2つのピークを有する。この気温の変化が小さい結果、水蒸気量の変化は、相対湿度の変化に依って持たされている。この水蒸気量の変化は、午前、午後それぞれピークを有し、位相差の変化もそれに

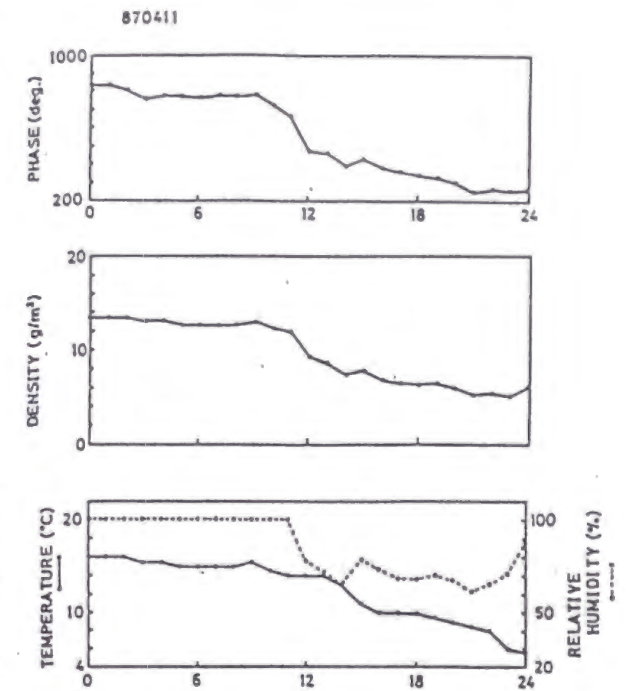


図36 1987年4月11日の位相差、水蒸気量、気温及び相対湿度

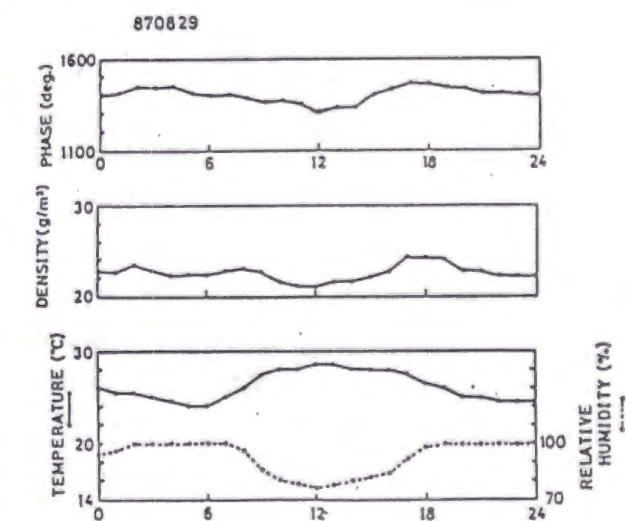


図37 1987年8月29日の位相差、水蒸気量、気温及び相対湿度

対応している。風向・風速は、それぞれ、南でほぼ一定で、 $3.3\text{ m/s} \sim 8.4\text{ m/s}$ で日中は、やや大きかった。

図39は、冬季の1988年1月14日の例で、気温は、6時に -1.5°C 、14時に 10.5°C で、一方相対湿度は、5時に68%とピークで、12～14時に16%と最低となった。このように気温と相対湿度は、ほぼ逆の変化をしている。従って水蒸気量及びその日変化は少なく、このことは、位相差の日変化にも表れている。風向・風速は、14時まで北西で、その後南となり、21時以後北であった。

(6) おわりに

81.84 GHz 及び 245.52 GHz の電波を利用し送受信機間の位相差を測定した。この位相差と気象観測によりもとめた水蒸気量は比例しており、各季節の特定日の水蒸気量の日変化とも良い一致を示した。このことから電波の位相差を利用して長区間の水蒸気量を測定することがかなり有望と考えられる。

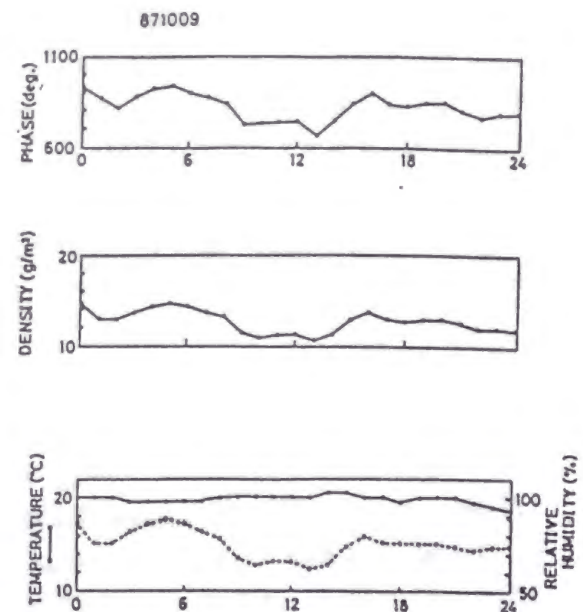


図38 1987年10月9日の位相差、水蒸気量、気温及び相対湿度

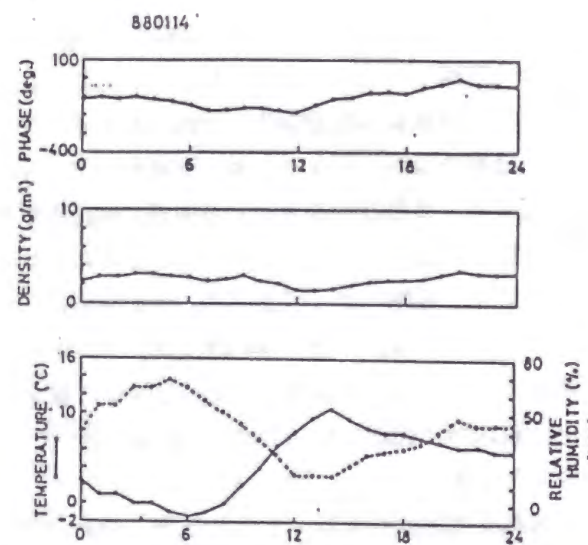


図39 1988年1月14日の位相差、水蒸気量、気温及び相対湿度

第3節 都市流域の流出特性

3.1 筑波流出試験地の流出特性

(1) はじめに

種々の土地利用が混在する都市域及び開発途上地域における洪水流出を予測するためには、個々の土地利用からの流出の特性を明らかにすると共に個々の土地利用からの流出をいかに組み合わせでモデル化し、流域全体としての流出を表わすかを研究することが必要である。

この観点から筑波学園流出試験地において昭和55年より調査観測を継続してきた。ここでは、まず、流出の大きく異なる土地利用を五つに分類し、それらの面積を調査した。次いで流域全体における流出率、流出係数、到達時間流出率³¹⁾を算出し、道路・建物等の不浸透面積率と流出率、流出係数との間に良い対応を得た。又、到達時間流出率と降雨強度との間に一定の関係を得た。

さらに、五つの土地利用の流出特性を考慮した流出モデル、すなわち、指数関数単位図、を作成し、計算値と実測値を比較した結果、特に総雨量の大きい洪水については、洪水を良く再現できることが分かった。

(2) 流域の土地利用

本試験地の土地利用別面積は、主として国土地理院発行の2万5千分の1地形図（上郷、谷田部、常陸藤沢及び土浦の図面）を利用して調べられた。

本節では都市域の洪水流出時に表面流が最も発生しやすい不浸透区域を精査し、この結果を利用することにより、土地利用と流出率、流出係数をより正確に関係付け、流出モデルを作る時のより根拠のある土地利用面積率として使えるようにした。この不浸透区域は、道路・建物・グランド・池・河川等からなり、1万分の1の空中写真を用いて個々の形状をトレース紙に写し取り、 $0.4\text{ mm} \times 0.4\text{ mm}$ 分解能の面積読み取り装置で機械的に計測したものである。不浸透区域以外の土地利用は、造成地、水田、畑・草地及び林地とし、これら五つの土地利用は、雨水流出現象が相互にかなり異なっている土地利用として分離した。これらの土地利用別面積を表13に示す。

本節ではこれを既述の五つの土地利用に分類した。すなわち、不浸透区域、造成地、水田、畑・草地、林地である。次に、それぞれの面積は水田、畑・草地及び林地については、上述の国土地理院発行の2万5千分の1地形図を利用して求めた。不浸透区域の面積は、上述の空中写真を基本とし、河川については、河川横断面・河川延長等の資料を補助的に用いた。

以下本試験地の流出に係りのある地形、地質、排水路等について概要を述べ、さらに五つの土地利用ごとの流出特性について簡潔に記す。

花室川・蓮沼川の流出試験地は標高25～30m、幅8～13kmの稲敷台地内にあり、（図40）、台地は1～3mのローム層に被われている。その下に1～2mの常総粘土層、さらにその下に厚い礫混り砂層がある。台地の西側には標高12～16mの小貝川沿い低地、東側には標高5～10mの桜川沿い低地がある。花

表13 土地利用別面積

Table13 Classification of land use in the experimental basin.

UNIT: ha
単位 (%)

discharge gaging station 流量観測所	impervious areas 不浸透区域					
	roads, park-ings, etc. 道路, 駐車場等	buildings, pavement, etc. 建物, 歩道等	play grounds 運動場	ponds 池	river 川	sub total 小計
Hanamuro-gawa Uenomuro-Bashi 花室川上ノ室橋	177 (14.2)	74 (6.0)	17.3 (1.4)	5.2 (0.42)	4.5 (0.36)	278 (22.3)
Hasunuma-gawa Yachiyo-Bashi 蓮沼川八千代橋	161 (10.8)	57 (3.8)	1.0 (0.07)	2.4 (0.16)	6.6 (0.44)	228 (15.3)

discharge gaging station 流量観測所	compacted areas 造成地	rice fields 水田	cultivated areas 畑・草地	forests 林地	sub total 小計	basin(ha) 流域合計
Hanamuro-gawa Uenomuro-Bashi 花室川上ノ室橋	482 (38.7)	113 (9.1)	239 (19.2)	134 (10.7)	968 (77.7)	1,246 (100)
Hasunuma-gawa Yachiyo-Bashi 蓮沼川八千代橋	374 (25.2)	126 (8.5)	481 (32.4)	277 (18.6)	1,258 (84.7)	1,486 (100)

室川・蓮沼川流域はかつて村落・水田・畑・松林・沼沢池等で構成されていたが、昭和48年ごろから筑波研究学園都市建設のための部分造成が始まり、現在、花室川・蓮沼川は2~3m掘り下げられている。又、道路、排水路、住宅、公園等が整備され、20を越える試験研究機関が移転している。花室川流域では流域の60%が人工改変され、蓮沼川流域では40%が人工改変された。これらの流域には幅20~25mの東大通り、西大通りを始めおおくの道路が敷設された。また、流域を縦断する東大通り、西大通りの下には、2.4m×2.4mの雨水排水溝が埋設され、他の新しい道路の下には直径0.3~1.2mの排水管が埋設されている。これらの排水路によって、各試験研究機関、大学、住宅地域から流出する雨水は速やかに花室川、蓮沼川に排水される。このように流域内には農村の土地利用と都市施設とが混在しており、雨水流出も同様に様々な流出現象が複雑に重なり合って形成されているものと考えられる。

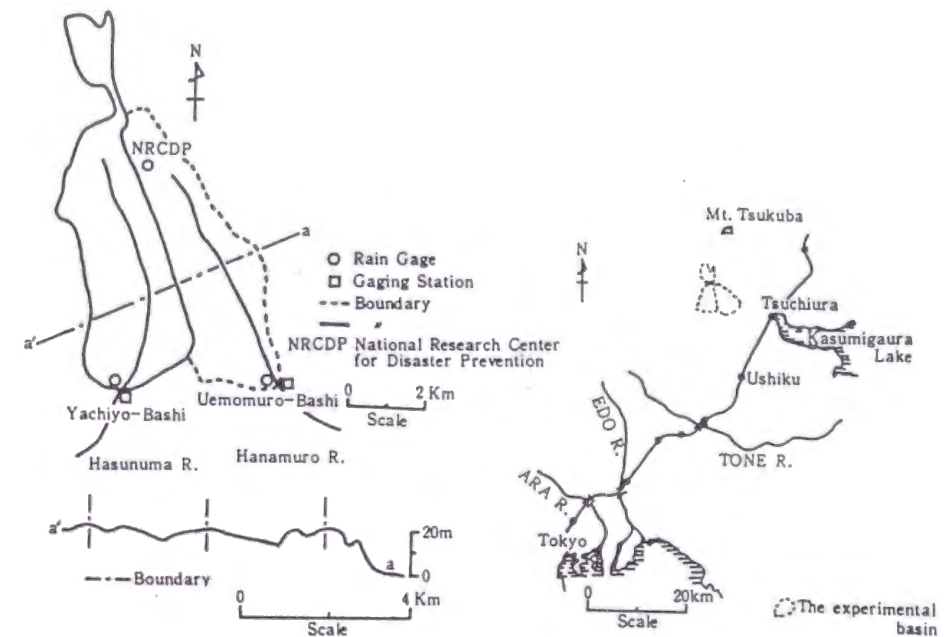


図40 流域図

Fig. 40 The Experimental Basin and Cross Section

a. 不浸透区域

不浸透区域は雨水のほぼ全量が速く河川へ流出する区域と考えられる。特に面積率の大きい道路や駐車場では、降雨が2~3mm以上になると雨水は排水溝から河川へ速く流出する。しかし、観察によれば降雨強度が大きくなると、排水溝から雨水を全量排水しきれず、一時、道路等の低い所に湛水するようになる。降雨強度の減少と共に、排水口のある湛水域では徐々に減水していくが、排水口の無い所では長時間湛水域が残る。また、流域内には排水路に直結しているおおくの池があり、これらは雨水を一時貯留する効果を持つと考えられる。このような不浸透区域は花室川流域で22%、蓮沼川流域で15%の面積率となっている。

b. 造成地

造成地では一部の踏み固められた部分を除き、累加雨量が大きくなるに従って低い所に湛水域ができ、さらに累加雨量が増し、数10mmになると表面流出が発生するようになる。このような造成地の占める面積率は花室川流域39%、蓮沼川25%となっている。

c. 水田

水田は畦に囲まれ、部分的に切り欠きが付いている。そのため、降った雨水はある程度まで貯留

され、その一部分が河川へゆっくりと流出する。湛水位が切り欠きの高さ以上になると、そこから雨水が流れ出るようになる。このような水田の占める面積率は花室川流域、蓮沼川流域とも9%程度となっている。

d. 畑・草地

畑・草地は造成地よりも表層が空隙に富み、よりおおくの降雨量を貯留できる地域と考えられる。この地域は数10mmの累加雨量では一部の低い所や畝の間に湛水域が見られるが表面流出はほとんど見られない。これらの畑・草地の占める面積率は花室川流域19%、蓮沼川流域32%となっている。

e. 林地

林地は畑・草地よりさらに空隙の大きな表土層の厚い地域と考えられ、踏み固められた林内道路以外はほとんど表面流出は発生しない。1977年8月13～18日にこの地域に300mm程度の大雨が降り、この時林地から表面流出が発生したのを観察した³²⁾ 以外はほとんど確認していない。この区域の占める面積率は花室川流域11%、蓮沼川流域19%となっている。

(3) 洪水の流出率と流出係数

ここでは、昭和55年6月から昭和58年9月までに観測された洪水の資料をつけ加えた約50の洪水を用い、流出率、流出係数、洪水遅れ時間等に検討を加え、それらと不浸透区域や造成地の面積との関わりについて調べた。解析に用いた洪水の数を表14に示した。なお資料期間中、二つの大きな洪水（総雨量173.0mm、159.0mm、観測所；上の室橋）が観測されている。

表14 解析に用いた洪水資料数

Table.14 The number of the analysed flood data

Name of River & gaging station 河川名と流量観測所名	Hanamuro-gawa Uenomuro-Bashi 花室川上の室橋	Hasunuma-gawa Yachiyo-Bashi 蓮沼川八千代橋
Total Rainfall 総降雨量 (mm)		
15 - 25	16	16
25 - 50	28	28
50 - 75	3	4
75 - 100	2	2
100 以上	2	2
Total 合計	51	52

a. 洪水の流出率

この項では、花室川上の室橋と蓮沼川八千代橋とを取り上げ、両者の比較によって、不浸透区域、

造成地等の面積率と流出率との関連について述べる。

すでに都市化されている流域における観測の結果、不浸透面積率と総雨量に対する総直接流出高の比は、ほぼ正比例の関係であることが山口ら³³⁾によって示されている。しかし筑波研究学園流出試験地は、表13の土地利用区分によっても分かるように、まだ、自然の豊かな開発途上の地域である。このような流域の流出率等の意味を詳細に調べた。

1. 総雨量と流出率

蓮沼川・八千代橋と花室川・上の室橋の流出率（総直接流出高／総雨量、基底流出の分離は水平分離法によった）と総雨量（観測所雨量と防災センター雨量の単純平均値を用いた）との関係を図41に示す。総雨量70mm位までは、総雨量の増加とともに流出率も増加していくが、70mm以上になると総雨量の増加に伴う流出率の増加は小さくなっている。

流出率は総雨量20～30mmで上の室橋0.11～0.36、八千代橋0.05～0.19、30～70mmで上の室橋0.19～0.49、八千代橋0.10～0.41、70mm以上で上の室橋0.50～0.75、八千代橋0.33～0.52である。

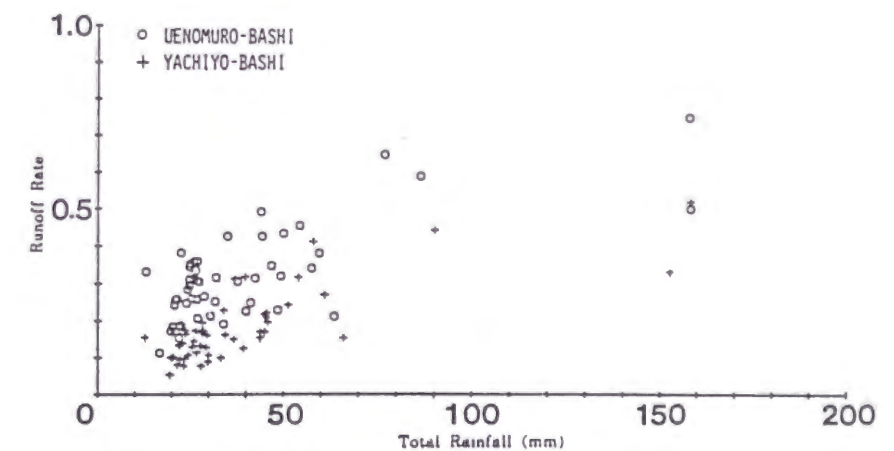


図41 総雨量と流出率（上の室橋・八千代橋）

Fig.41 Total Rainfall and Runoff Rate(Uenomuro-Bashi and Yachiyo-Bashi)

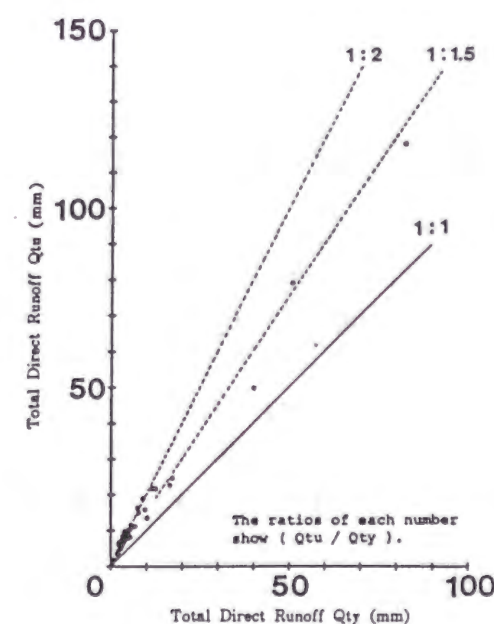


図42 総直接流出高（上の室橋（ Q_{da} ）と八千代橋（ Q_{dy} ）

Fig.42 Total Direct Runoff (Uenomuro Bashi (Q_{da}) v.s. Yachiyo-Bashi (Q_{dy}))

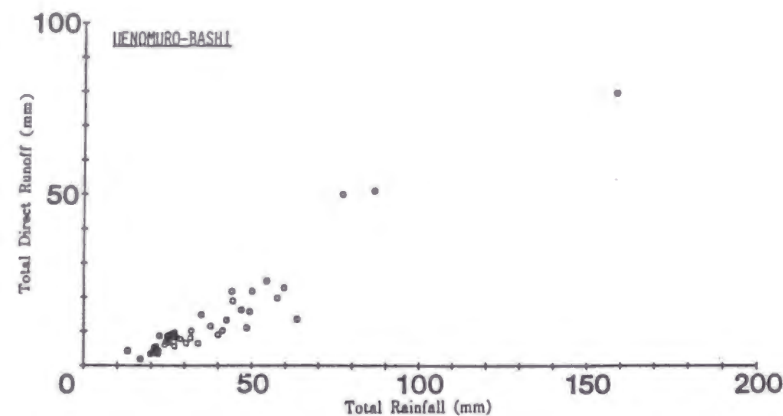


図43 総雨量と直接流出高(上の室橋)

Fig.43 Total Rainfall and Total Direct Runoff(Uenomuro-Bashi)

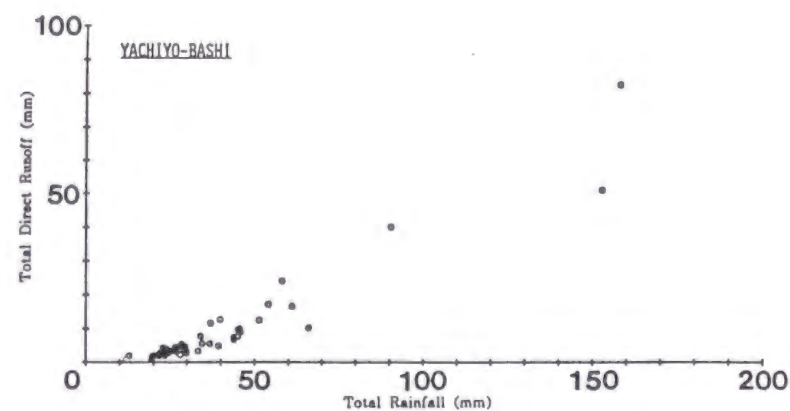


図44 総雨量と直接流出高(八千代橋)

Fig.44 Total Rainfall and Total Direct Runoff(Yachiyo-Bashi)

このように同じ総雨量に対して不浸透区域や造成地の面積の大きい上の室橋の方が八千代橋よりも大きな流出率を示している。

図42に同一降雨に対する両観測所の総直接流出高を対応させている。図中の直線は1:1、破線は、八千代橋:上の室橋が1:1.5と1:2となるように引いてある。八千代橋での総直接流出高が15mm位までは、両観測所の総直接流出高の比は1:2(八千代橋:上の室橋)と大きな値を示すが、総流出高の増加と共にその比はしだいに小さくなっていく。

図43と図44は総直接流出高と総雨量の関係を示したものであるが、これによると両観測所とも総雨量50mm位の所で総雨量に対する総直接流出高の比が変化しており、この時の総直接流出高は八千代橋で15mm、上の室橋で20mm位となる。つまり、八千代橋対上の室橋の比が変わるのは、総雨量50mm付近であり、この付近で流出現象に変化が起きていると推測される。総雨量が50mm位までは、不浸透区域や造成地等の表面流の発生しやすい地域からの流出が、洪水の大部分を占める。しかし、総雨量が50mmを越えると、それまでわずかであった浸透しやすい地域からの流出も表面流や地中流

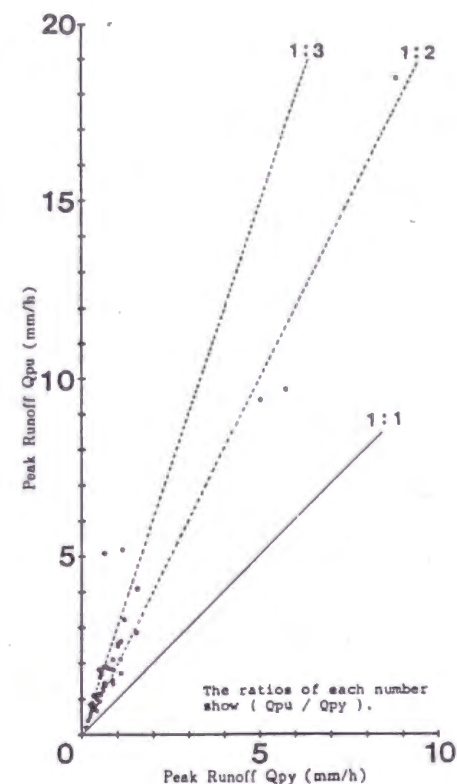


図45 ピーク流出高(上の室橋 (Q_{pu}) と八千代橋 (Q_{py}))

Fig.45 Peak Runoff (Uenomuro-Bashi (Q_{pu}) v. s. Yachiyo-Bashi (Q_{py}))

という形でハイドログラフに寄与するようになる。つまり、総雨量が50mm位までの洪水の総直接流出高には、不浸透区域や造成地の面積の大小の影響がより強く現われる。

上の室橋と八千代橋での不浸透面積率は前者が22%、後者が15%、不浸透区域と造成地を合わせたものは、前者が、61%、後者が41%となっている。いずれも八千代橋1に対して上の室橋1.5という割合である。

総直接流出高が15mm位までは、八千代橋と上の室橋との比は1:2となっており、表面流の発生しやすい不浸透区域等の比より若干大きな値を示す。

そこで、この不浸透区域等の面積比について検討すると、上の室橋では、住宅団地や住宅地のために区画整理された地区が多く、しかもその地域は都市型雨水排水処理がなされている。一方、八千代橋では、区画整理された地区はわずかであり、研究所以外の不浸透区域は都市型雨水排水処理がなされていない既存の村落である。

つまり、流域全体で考えた時の不浸透区域等の比は、八千代橋:上の室橋で1:1.5となっているが、雨水排水処理が行なわれている地域を考え合わせると、実際に流出に寄与する不浸透区域等の比率はもう少し大きいと考えられる。したがって、総雨量が50mm位までの総直接流出高の比1:2は、妥当な値と考えられる。以上のように、総雨量50mm位までは、不浸透区域等からの流出が卓越し、流出率は不浸透区域等に比例していると考えられる。

ロ. ピーク流出高

図45は、同一降雨に対応するように、上の室橋と八千代橋のピーク流出高を図示している。図中の丸印は、上の室橋寄りに分布し、不浸透区域と造成地の面積の大きい上の室橋の方が、同じ降雨に対し、大きいピーク流出高を出現させることが分かる。図中に八千代橋に対する上の室橋のピーク流出高の比を破線で示している。上の室橋のピーク流出高は、八千代橋に対して2～3倍位の比率を示す。この比率はイ. で示した総直接流出高の八千代橋対上の室橋との比 1:2 と近い値である。しかも、その倍率はピーク流出高が小さい程大きい。図41で示したと同様に、総雨量が小さい洪水ほど、不浸透区域等からの流出の影響を受けていると考えられる。

ハ. 総直接流出高とピーク流出高

総直接流出高（図42）とピーク流出高（図45）について、八千代橋と上の室橋の比をとると、ピーク流出高の方が比率が大きい。

このことは、不浸透区域等の表面流の発生しやすい地域の大小の影響は、総直接流出高よりもピーク流出高の方へ大きく現われることを示している。総直接流出高は、洪水の低減部を形作る低減係数の小さい流出成分をも含んだ累加値である。一方、ピーク流出高の大部分は低減係数の大きい流出成分で構成されており、この低減係数の大きい成分を増大させる不浸透区域等の面積の影響がより大きくピーク流出高に現われたものと思われる。

ニ. まとめ

流域の開発に伴う不浸透区域等の表面流の発生しやすい地域の増加と比例して、流出率が増加することが、都市化のかなり進んだ流域で確認されているが、筑波学園流出試験地のような、自然が豊かな流域での観測データからも確認できた。但し、総雨量50mm位を過ぎると、不浸透区域や造成地以外からの流出が寄与するようになる。

ピーク流出高についても、同様に、不浸透区域が大きいと、ピーク流出高が大きくなる傾向が確認できた。

(4) 土地利用を含む洪水流出モデル

ここでは五つの土地利用を考慮した3種の洪水流出モデルを構成する。洪水流出モデルを構成する前に、まず土地利用が異なることによりどのような水文パラメータが異なり、かつ重要であるかを調べておかねばならない。

例えば、舗装道路と林地という土地利用に注目すると、舗装道路では雨水の浸透量はほとんどなく、有効雨量は多い。反対に林地では、その表層は落葉及び空隙率の多い土壌（通常A層と呼ばれる）で被われ、雨水のほとんどは地下へ浸透するので有効雨量は少なくなる。次に有効雨量となった雨水の流下速度については、道路面は林に比し、雨水の流下に対する摩擦抵抗が小さいため、流下速度は大きい。

このようにそれぞれの土地利用は特有の浸透量と流下速度を有する。そこで土地利用ごとの洪水流出を表わすためには浸透量と流下速度を表わす水文パラメータを有するモデルを考えればよい。さらに、それぞれの土地利用からの流出は他の土地利用からの流出に影響を与えず、独立に扱えるものとする。

ここでは指数関数単位図を、洪水流出モデルとして取り上げた。指数関数単位図においては浸透量は1次流出率、飽和雨量の考えに沿った有効雨量と対応し、流下速度は、低減係数と対応づけられる。

等価粗度法においては、同様に前者は1次流出率、飽和雨量、飽和流出率の考えに沿った有効雨量と対応し、後者は等価粗度と対応する。2段直列タンクを並列したタンクモデルは有効雨量を自動的にモデルに組みこんでおり、流下速度には流出孔の係数が対応する。

さらに、種々の土地利用がなされている流域からの流出をそれぞれの土地利用からの流出の和として考えるため以下のように仮定する。

実際の流域においては、ある土地利用、例えば不浸透区域は、その流域のある地区に集中して、ある面積を占めているのではなく流域全体にモザイク状に散在している。そしてそれぞれの不浸透区域からの流出は河道に入り観測所に到達する。このある地点の不浸透区域から観測所までの流下時間（流下径路長÷流下速度）は、流下径路長が異なるのでそれぞれの不浸透のある地点ごとに異なる。そこで不浸透区域の流下時間と言った場合、それぞれの不浸透区域の流下時間を流域全体について代表させた値と考える。ある土地利用の浸透量についても流域全体について代表させた値と考える。このように、それぞれの土地利用ごとに代表させた値があるとして、それぞれのモデルで土地利用ごとの流出を計算し、それらを加え合わせて観測所の流量を計算することにする。

指数関数単位図、タンクモデル、貯留関数は相互の関連があり、このことの詳細についての報告³⁷⁾もある。

ここで洪水流出モデルを用いて解析するために選んだ洪水は、総雨量の大きい洪水2例であり、それらのピーク流量及び総雨量の値は表15に示す。実測雨量は、花室川上の室橋流域に対しては、上の室橋地点の、蓮沼川八千代橋流域に対しては、八千代橋地点の値を用いて、それらをそれぞれの流域の面積雨量とした。

a. 指数関数単位図

まず、有効雨量 (r_{ei}) としては、1次流出率 (f_i)、飽和雨量 ($R_{s,i}$)、（ここで、 i : 土地利用の番号、 $i=1$: 不浸透区域、 $i=2$: 造成地、 $i=3$: 水田、 $i=4$: 畑・草地、 $i=5$: 林地）をそれぞれの土地利用に対して与える。もちろん、有効雨量は、ある土地利用に限ってもその土地利用上の各点で異なる値を有するが、平均的に対応する量があると仮定する。

次に、この有効雨量を用いて、観測所の流出量 (Q) を計算するための単位図として指数関数単位図 (u_i) を用いる。すなわち、

$$u_i(m-n+1) = (1/K_i) \cdot \exp[-(m-n+1)/K_i], \quad (m-n+1 > 0) \quad (23)$$

ここで、 m : 計算開始から m 番目 (10min. 刻み) の時刻、 n : 時刻 m に対する時刻 n (10min. 刻みの値で、 $1 \leq n \leq m$) のウェイト (すなわち u_i の値) を求めるときの計算開始からの番号、 $1/K_i$: 土地利用 i の低減係数 ($1/10\text{min.}$)。

イ. 指数関数単位図作成の手順

以上の有効雨量、指数単位図を用いて流域の洪水流出を計算する手順は以下のとおりとなる。

① まず、各々の土地利用ごとの有効雨量 (r_{ei}) を計算する。

$$r_{ei}(j) = \begin{cases} f_i \cdot r(j) & (10\text{min.} \sum_{k=1}^j r(k) < R_{s,i}) \\ r(j) & (10\text{min.} \sum_{k=1}^j r(k) \geq R_{s,i}) \end{cases} \quad (24)$$

表15 解析対象洪水

Table15 Dimensions of flood for model analysis

Dimension 諸元 Basin 流域	Flood No. 洪水番号	Date of flood 洪水発生年月日	Peak runoff ピーク流量($\frac{\text{mm}}{10\text{分}}$)	Total rainfall 総雨量(mm)
Hanamuro-gawa 花室川	UE1	1981. 10. 22~10. 23	2.67	173.0
(Uenomuro-Bashi) (上の室橋)	UE2	1982. 9. 11~ 9. 13	1.57	184.5
Hasunuma-gawa 蓮沼川	YA1	1981. 10. 22~10. 23	1.21	173.5
(Yachiyo-Bashi) (八千代橋)	YA2	1982. 9. 11~ 9. 13	0.84	186.0

ここで、 $r_{s,i}$ ：有効雨量 ($\text{mm}/10\text{min.}$)、 j ：計算開始から j 番目 (10min. 刻み) の時刻 ($1 \leq j \leq M$)、 r ：実測雨量 ($\text{mm}/10\text{min.}$)、 $R_{s,i}$ ：飽和雨量 (mm)、 M ：計算終了の時刻 (10min. 刻み) の番号。

② ①で求めた有効雨量に指数関数単位図を用いて、ある土地利用 i の流出量 q_i ($\text{mm}/10\text{min.}$) を計算する。

そのためまず、計算開始1番目から順に (24) で求めた有効雨量を指数関数単位図によって流出量の系列に変換する。

この結果を式で表現すると、計算開始から m 番目 ($m \geq 1$) の流出量 $q_i(m)$ は、

$$q_i(m) = \sum_{n=1}^m r_{s,i}(n) \cdot u_i(m-n+1) \quad \text{-----} \quad (25)$$

と書ける。

③ ②で求めた $q_i(m)$ に土地利用の面積率 (S_i 、表16) を重みとしてつけ、それぞれの土地利用からの流出量を加え合わせて、観測所での流出量 $Q(m)$ を計算する。

$$Q(m) = \sum_{i=1}^s S_i \cdot q_i(m) \quad \text{-----} \quad (26)$$

ロ. 有効雨量及び指数関数単位図のパラメータの値

前節で述べた方法に従って洪水流出を計算する場合、有効降雨のパラメータ、 f_i 、 $R_{s,i}$ 及び指数関数単位図のパラメータ K_i の値を決める必要がある。

1次流出率については、多摩川 (小河内ダム上流域)、大栗川及び多摩川 (石原地点)、鶴見川、石神井川において流出モデルを用いて試算により求めた値^{34)、35)} を参考とする。その値は、水田、林地 (上記論文では山地又は丘陵)、畑・草地に対してそれぞれ0.0、0.2~0.5、0.15~0.3である。不

浸透区域に対しては、土木学会の水力公式集の道路及び屋根の流出係数の値 0.7~0.95を参考とした。造成地については、0.1~0.3と仮定した。飽和雨量については、同じく前記2論文から、水田、林地 (前記2論文では、山地又は丘陵)、畑・草地に対しそれぞれ20~50mm、100~150mm、300mm以上とした。不浸透区域については、本試験地の実測ハイドログラフの立上りまでの累加雨量の値 1~10mmとした。造成地は30~150mmと仮定した。

指数関数単位図の低減係数 ($1/K_i$) の逆数 (K_i) の大きさは、流出量の低減が速い順として、不浸透区域、造成地、水田、畑・草地と仮定し、 K_i の値 (10min. 単位) をそれぞれ、1~30、20~40、30~50、60~150とした。林地については、実測ハイドログラフのピーク流量後20~50時間後の低減部の勾配から、その K_s の値は200~300程度と仮定した。

ハ. 計算結果

前節のパラメータの値を用いて実測ハイドログラフと計算ハイドログラフを比較しながらハイドログラフ全体 (ピーク流量部、立上り部及び低減部) が対象洪水 (表15) に最も合うように既述のパラメータを変化させ試算を繰り返した。パラメータの内、不浸透区域の値 (f_i 、 $R_{s,i}$ 、 K_i) については、実測ハイドログラフのピーク付近で、計算ハイドログラフと適合するように決めた。林地の値 (f_s 、 $R_{s,s}$ 、 K_s) については、実測ハイドログラフの低減部 (ピーク流量後20~50時間) と計算ハイドログラフが合うようにして決めた。このように不浸透区域と林地のパラメータを最初に決め、その後他の土地利用のパラメータを求めていった。

その結果、各々の土地利用ごとのパラメータの値は表16に示すような値となる。パラメータの内、各々の土地利用ごとの K_i の値とそれらの単位図を図46に示し、実測ハイドログラフと計算ハイドログラフ及び各々の土地利用からの流出を図47~図50に示す。

図47~50に示す計算結果の内、蓮沼川 (八千代橋) 流域の不浸透面積率は0.153であるが、この値を用いて流出量を求めるとピーク付近で実測流量よりかなり大きい値となる。そこで種々の不浸透面積率で計算した結果、0.06とした場合が最もよく合う結果が得られた。これは、蓮沼川流域の一部の研究施設の不浸透区域からの流出は、そのピークが偏平化され排水路に流入し、それに加え、旧村落の不浸透区域からの流出水は、排水路に直接流入しないと考えられ、実質的な不浸透面積率は、0.06となると考えられる。不浸透区域の面積の減少分 (138ha) は、低減係数が比較的近い値を採る造成地の面積増加とした。

実測値と計算値の細部の比較については、図47~50にみられるように、ピークまでの区間は実測値は計算値に比して滑らかに変化している。このことは、流域においては、計算値をさらに平滑化する現象があることになる。また、図47のUE1洪水のピークを除くと、図47~50のいずれの洪水例においても、実測値は計算値より20~40min. の時間遅れがある。UE1洪水のピーク流量より小さい洪水では、計算値にさらに時間遅れを与える必要があることになる。

一方低減部については、実測値と計算値は比較的合っており、土地利用ごとの低減係数を有する流出の和として観測所の流出量を計算したのは妥当と言える。次に、土地利用別の流出量の内訳をみると上の室橋においては、不浸透区域と造成地からの流出が主であり (図47、図49)、かつ両者からの流出は同程度の量である。八千代橋 (図48、図50) においても、不浸透区域と造成地からの流出が主である。しかし両者の内、後者からの流出が大幅に大きい。このように上の室橋と八千代橋両流域の土地利用の差が流出量の内訳に良く反映されている。

このように、指数関数単位図による計算値と実測値との差異を小さくするためには、時間遅れと平滑化を与えて行く必要があると考えられる。

以上、計算結果を総体的にみると、細部の改良点はあるが、指数関数単位図は、ここで対象とした170~180mmの総雨量の洪水流出をかなり良く表現できるモデルと言える。

表16 指数関数単位図パラメータ

Table.16 Parameters of exponential unit hydrograph

land use 土地利用		impervious areas 不透透区域	compacted areas 造成地	rice fields 水田	Cultivated areas 畑・草地	Forests 林地
Parameter パラメータ						
Ki (10min.)		5	20	40	150	250
fi		0.9	0.3	0.0	0.25	0.2
Rsai (mm)		5.0	120.0	50.0	300.0	150.0
area ratio of land use 土地利用の面積率	Hanamuro-gawa 花室川	0.223	0.387	0.091	0.192	0.107
	Hasunuma-gawa 蓮沼川	0.060	0.345	0.085	0.324	0.186

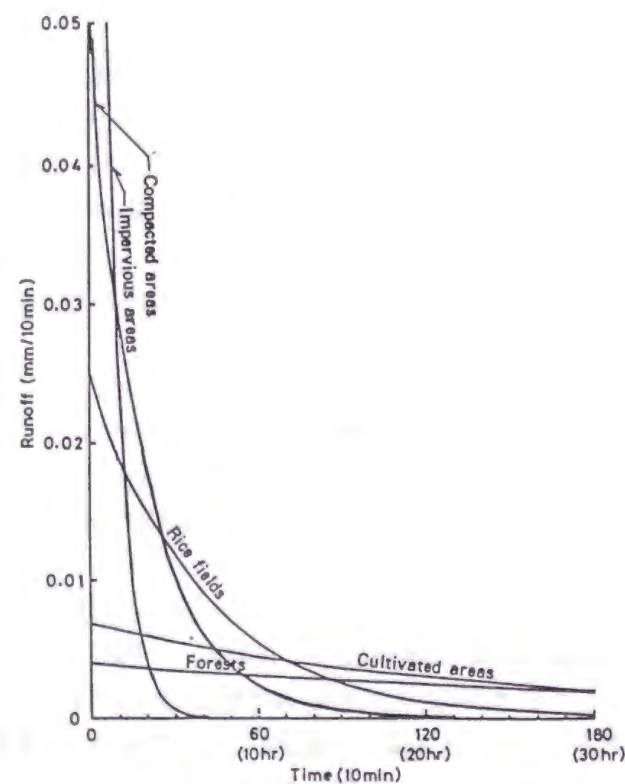


図46 土地利用毎の指数関数単位図

Fig.46 Exponential unit hydrographs of each land use

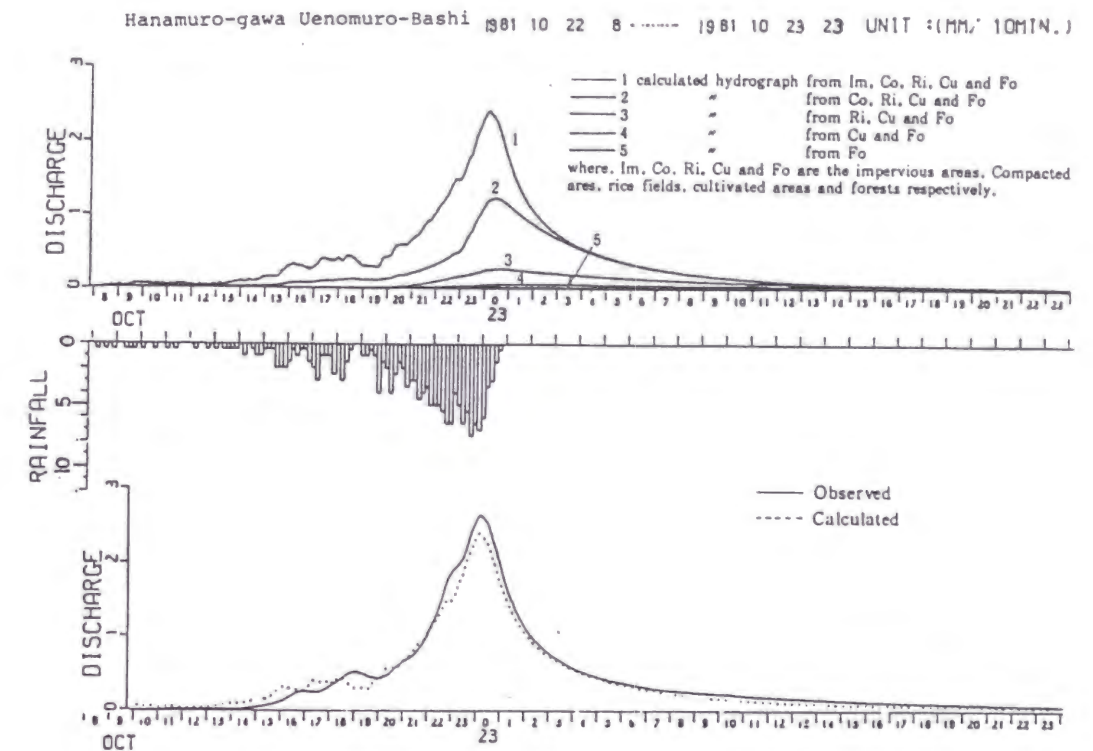


図47 指数関数単位図による計算ハイドログラフ (UEI洪水)

Fig.47 Calculated hydrographs by the exponential type unit hydrograph (FloodUEI)

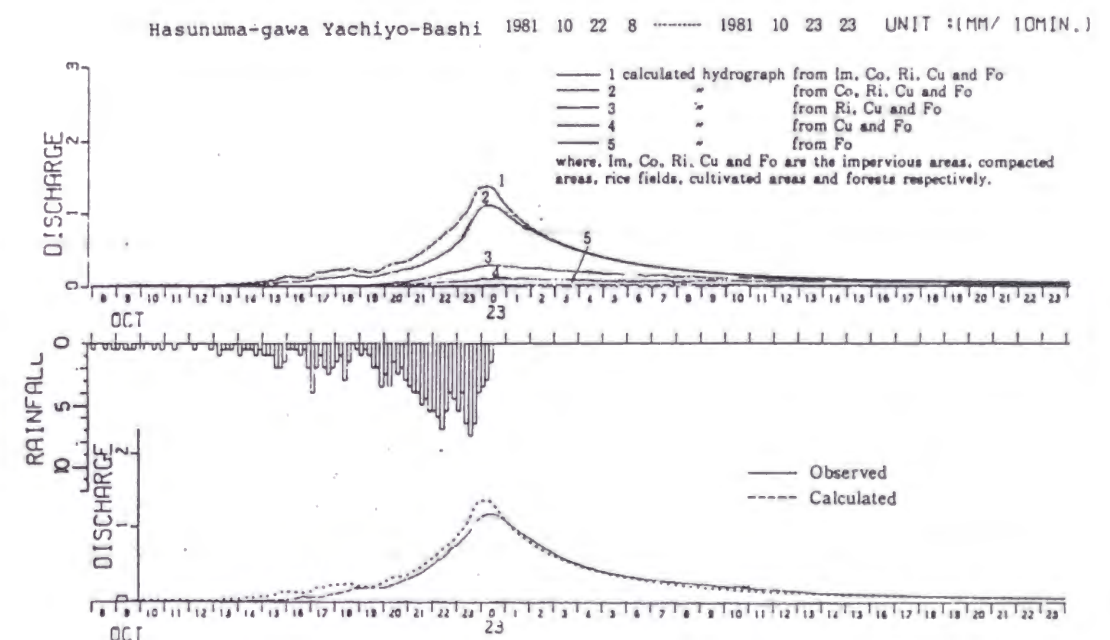


図48 指数関数単位図による計算ハイドログラフ (YAI洪水)

Fig.48 Calculated hydrographs by the exponential type unit hydrograph(FloodYAI)

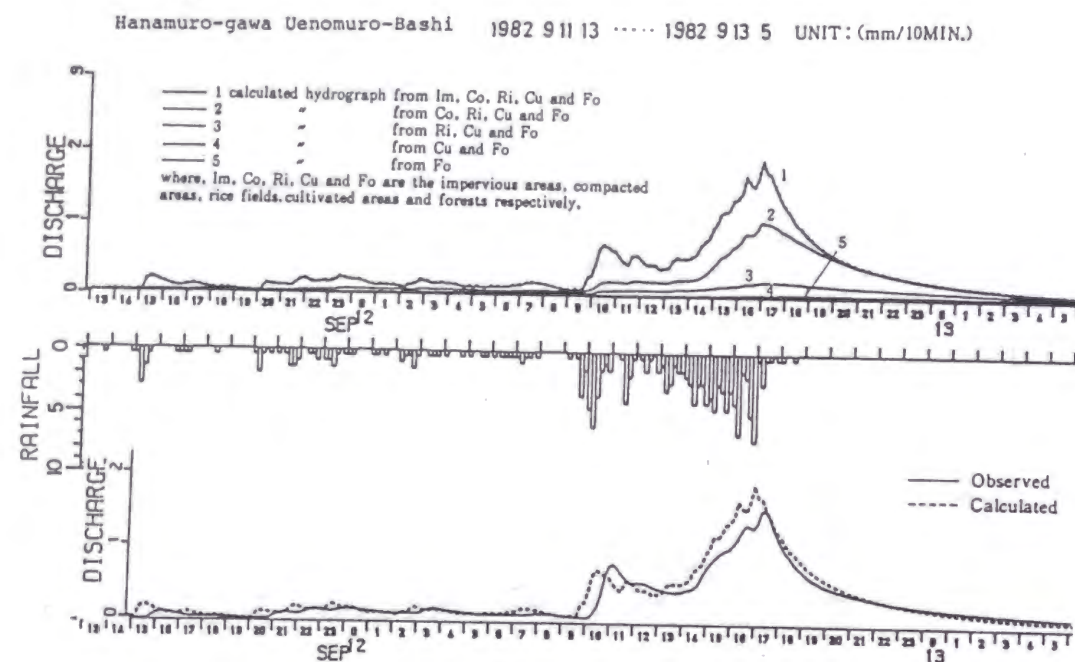


図49 指数関数単位図による計算ハイドログラフ (UE2洪水)

Fig. 49 Calculated hydrographs by the exponential type unit hydrograph(FloodUE2)

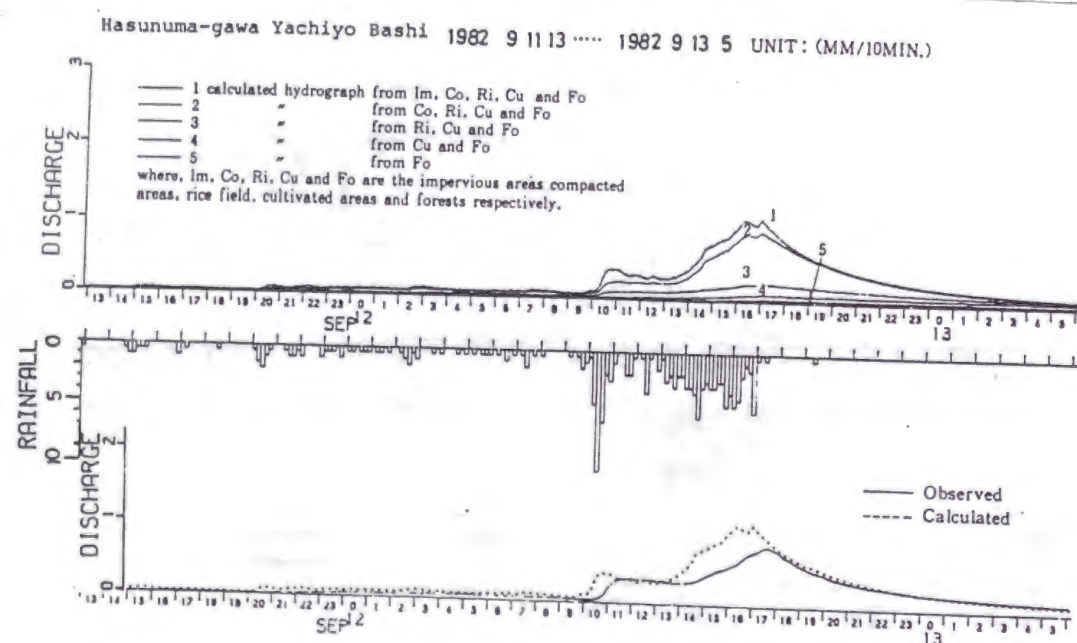


図50 指数関数単位図による計算ハイドログラフ (YA2洪水)

Fig. 50 Calculated hydrographs by the exponential type unit hydrograph(FloodYA2)

二. 指数関数単位図の有効性と限界性

指数関数単位図は各土地利用区域からの流出現象をそれぞれ一つの代表される低減係数を持つ指数単位図でモデル化するところに特徴がある。利点はパラメータの数が他の方法に比べて少ない。計算が簡単である。大きな洪水を良く再現計算できる。問題点の一つの土地利用区域でも幾つもの低減係数を持つがこの手法では洪水に最も寄与する低減係数の一つを選んであるため、1982年9月のような長雨による洪水に対して、ハイドログラフの低減部を合せようとする洪水ピーク付近では計算値が大きくなる。逆に、洪水ピーク付近を合せようとする低減部が小さく計算される。洪水の平滑化作用を持つような河道モデルを使用していないため、計算ハイドログラフはゴツゴツし、全体的に洪水の遅れ効果を表現できない。大きな洪水に適合するモデルは小さな洪水に合わない。様々な土地利用が遍在し、複雑に分布している流域では各土地利用区域ごとに単純に面積加算できるように、流出現象の大きく異なる土地利用区域に分類することが必要となる。有効雨量の設定が必要である。

以上のように指数関数単位図は大きな洪水を少ないパラメータで簡単に計算するのに有効であり、タンクモデルはパラメータの数は多いが、大中小の洪水、様々な降雨パターンの洪水を簡単に計算するのに有効である。等価粗度法は計算は複雑であるが、各土地利用区域が遍在しているような流域、流域内の各地点の流量を計算する必要がある時にも有効と考えられる。

(5) おわりに

種々の土地利用が混在する本試験地の花室川及び蓮沼川において、土地利用と流出の関係について調べた。流出率、流出係数と土地利用の関係、特に不浸透面積率との間に明らかな関係があることが見出された。土地利用を考慮した指数関数単位図による解析の結果、ハイドログラフの実測値と推定値は良い一致をみた。

3. 2 石神井川流域の流出特性

(1) はじめに

山林・原野等を主とした土地利用が行われていた自然流域に人工的改変が加えられ、開発の進行とともに宅地等の占める面積が増大し、その過程において洪水流出がどの程度の変化をするのか、いわゆる都市化に伴う洪水流出の変化は、水文学上の問題にとどまらず水防災上においても重要である。

しかし、都市化に伴って洪水流出がどの程度変化するのか、あるいは顕著な変化がないのかを流出モデルを使つての検証はできず、現実のデータで実証的に解明する方法しかない。このため水文観測の期間がある程度必要である。すなわち、流域の都市化を追跡して行くには、一般に長年月を要し、数多い洪水の発生をも含めて、都市化と洪水資料両方の資料の蓄積を得るには数十年という観測が維

続されねばならず、また、数年という短期間に都市化が完了した場合、たとえば大規模団地の開発が数年で完成したとしても、この期間の都市化と洪水流出との関係を見出すには短期間にかなりの数の洪水の実測が必要とされる。また、都市化以前の自然流域で洪水時の水文観測が行われていることはまれであり、このことが一層都市化によって洪水流出が変わるのかを検討することを困難にしている。

これらの難点を解決する方法として、異なる流域間の自然流域と都市流域を比較し、間接的に都市化による洪水流出の変化を推定することも行われた³⁶⁾。

しかし、本研究の対象流域である石神井流域は、1958年（昭和33年）以後、水文観測が継続されており、我が国においてこれ程長期間にわたり、同一の流域で洪水資料が得られている都市流域は数少なく、直接的に都市化と洪水流出の変化との関係を明らかにできる貴重な流域である。

ここでは、この流域で得られた水文観測資料をもとに、ほぼ20年間にわたる本流域の都市化の状態を述べ、洪水流出特性を調査したものである。

この結果、洪水流出率および合理式の流出係数は経年的に大きく変化したとはいえず、一方、洪水到達時間は、ほぼ1/2に短縮され、そのため石神井川流域においては、ピーク流量は増大の傾向にあるといえる。

(2) 流域の概要

a. 流域の諸元

石神井川は東京都の北部をほぼ国鉄中央線に平行に西から東へ流れ、下流で左支川の田柄（たがら）

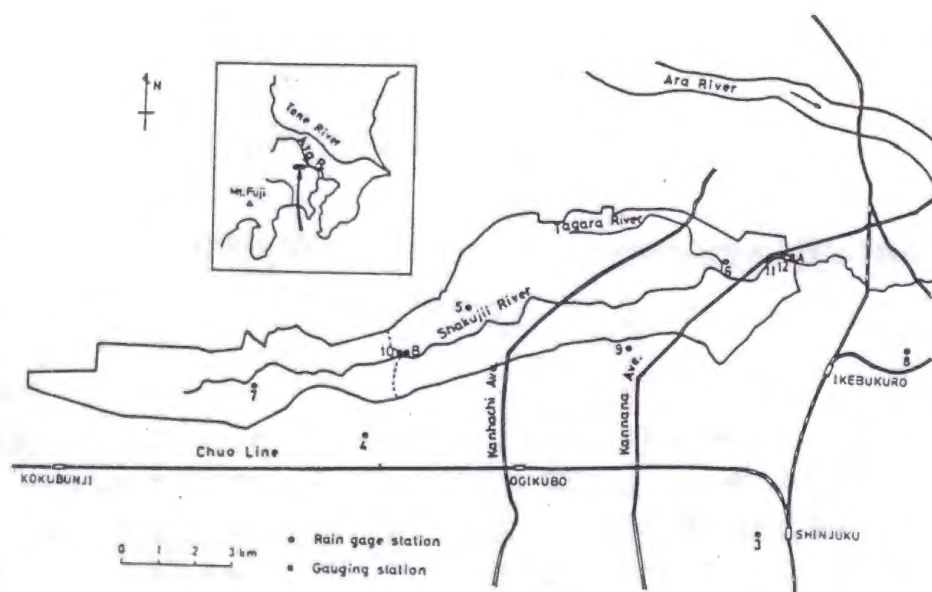


図51 石神井川流域図（図中の数字、アルファベットは表18の記号に対応）

Fig.51 Location of Shikujii River Basin, rain gauge and gaging stations (Arabic numerals and alphabets correspond to those in Table 18)

川を合わせ荒川の派川隅田川に入る都市河川である。その流域面積は60km²、河川延長30kmであり、流路勾配は1/400~1/500である。

本研究で対象とした流域は、その一部であり、隅田川との合流点約6km上流の根村橋より上流の流域で流域面積47.98km²、河川延長19kmに達する（図51）。

本流域を行政区域の一部として含む関係区市は、上流から順に小平市、小金井市、田無市、武蔵野市、保谷市、練馬区および板橋区の5市・2区にわたる。

b. 地形及び表層地質

石神井川は武蔵野台地面を浸食して流下し、河道の両側に最大幅700mに達する谷底平野（氾濫原）を形成している。この谷底平野と台地面との比高は上下流とも7~8m程度であり、台地面の標高は、下流で30m、上流で70m程度を示す。

台地を被う表層地質はいわゆる「関東ローム」に属する武蔵野ローム・立川ロームであり、その層厚は平均7~8mとなっている。谷底平野においては武蔵野礫層の上に薄い沖積層が被っている。そして関東ロームは火山灰層の一種でありこの結果、本対象流域は浸透性が高く、著者ら³⁶⁾が用いた分類の区分に従えば浸透流域に属し、洪水流出率、合理式の流出係数ともに小さいと推定される。

c. 都市化

都市化に伴って洪水流出が変化するかどうかを考察する場合に水文学的に意味のある都市化の指標が必要とされる。一つの考え方として表層地質が大きな意味を持っており、都市化という人工的な土地利用の変化は二次的な意味しか持たない³⁶⁾ということが報告されている。一般的に考えられている都市化を水文因子に限定し、それが洪水流出に影響を与える効果を述べる。³⁷⁾

まず水文因子を流域に影響を及ぼすものと河道に影響を及ぼすものとに大別すると、前者として不浸透域の増大、表面粗度の減少、湛水域の減少等があり、後者には、河道粗度の減少、河道貯留の減少等の因子がある。これらの結果ハイドログラフパラメータは次のように変化するとされている。

洪水流出率は不浸透域の増大によって増加し、ピーク流量は粗度の減少および湛水域の減少によって増大し、洪水流下速度も粗度の減少および河道貯留の減少によって増加する。また、下水道の普及は河道の影響に含まれると考えられる。

以上のような水文因子を完全に定量化することは困難であるが、以下、流域に影響する因子として不浸透域（宅地）の推移について、また河道に影響する因子として河道改修、下水道の普及の推移について述べる。

イ. 宅地面積の推移

宅地面積の増加は水文因子でいうと不浸透域の増加に相当し、洪水流出に影響を及ぼす重要な因子である。本流域に関し、この宅地面積の経年変化を調べた。本流域は前述のごとく5市・2区の行政区域の一部をそれぞれ含み、1955年（昭和30年）以後、急速に都市化が進み、流域内人口の10年ごとの推移は、

- ・1955年（昭和30年）20.8万人（人口密度4.3千人/km²）
- ・1965年（昭和40年）46.0万人（人口密度9.6千人/km²）
- ・1975年（昭和50年）58.8万人（人口密度12千人/km²）

と20年間に3倍程度に増加し、特に1955年からの10年間の伸びがめざましい。

一方、宅地面積の調査結果は次のようである。宅地面積は、人口と同じく各市・区の統計値をもと

に各市・区が本流域に占める割合で比例配分して求めたものである。ここでいう「宅地」とは、各市
 区の固定資産税台帳に記載されている課税対象宅地と非課税対象の学校・病院等公共用建物の敷地と
 の合計値を「宅地面積」と定義したものである。1955年（昭和30年）以後1975年（昭和50年）までの
 5年ごとの宅地面積の推移を図52に●印で示した。

この図から、1955年（昭和30年）から20年間に宅地面積は11.66km²から26.42km²と127%増加し、年
 平均4.2%程度の高率で増加したことがわかる。宅地面積率で表すと0.243から0.551と増加し流量の5
 5%が宅地化されたことになる。

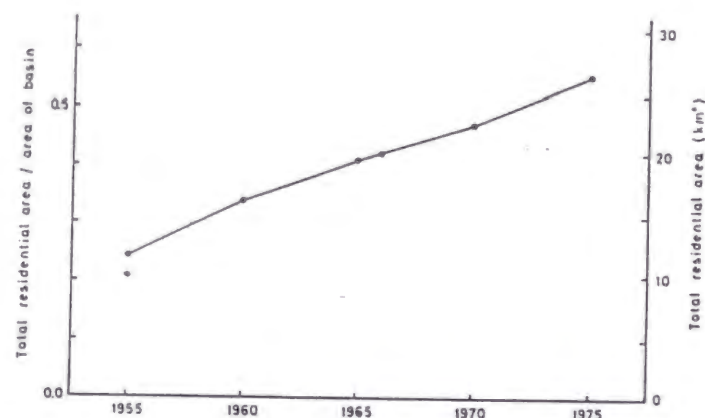


図52 宅地面積の推移

Fig.52 Change of residential area rate of Shakuji River Basin
 of every five year.

さらにここで定義した宅地面積と水文因子である不浸透域の面積との比較をするため、水越³⁸⁾の
 定義に従い、家屋・建築物の密集している区域は一括して、不浸透域として扱って本流域の不浸透域
 の面積を求めた値³⁹⁾を図52中において●印で示す（1955年の宅地面積率を示す●印の下）。

この値は、1955年（昭和30年）および1966年の空中写真を用いて求められたものである。

この結果、1955年において固定資産税台帳から求めた宅地面積率は0.24であり、空中写真から求め
 た不浸透域の面積率の0.21と同程度である。さらに1966年においては宅地面積率（1965年と1970年の
 内そう値）は0.42で不浸透面積率と一致する。

ロ、下水道の普及

本流域において本格的に下水処理区域が拡大したのは1973年（昭和48年）以後であり、1976年（昭
 和51年）現在で下水処理区域面積普及率は区分によって異なるが20%から50%に変化した（表17）。

本流域の全面積に対しては同じく12%から33%の下水処理区域面積普及率である。各区分の境界を
 図53に示す。

本流域の下水道幹線は1976年4月現在下流域のみ埋設されており、田柄川幹線、練馬幹線および石
 神井川幹線の3系統からなる。その下水の流下状況は環状8号線より上流域では汚水・雨水とも石神
 井川へ落としており、それより下流域では田柄川および練馬幹線は汚水のみを受け雨水は石神井川に
 入る。石神井川幹線では晴天時汚水量の2倍までの雨水は流域外へ流去し、その雨水を越える分は、

石神井川にはいる。（図54）。

表17 石神井川流域下水道普及率推移（面積普及率、単位%）

Table.17 Change of sewer coverage rate in each sub-basin of the Shakuji River Basin

流域区分	年	1965	1966	1967	1968	1969	1970	1971	1972	1973	1974	1975	1976
3		2	3	4	4	6	6	7	13	28	36	46	50
4		0	0	0	0	0	0	1	6	24	32	42	47
5		0	0	0	0	0	0	1	5	20	26	35	39
6		0	0	0	0	0	0	1	5	19	25	35	39
7		0	0	0	0	0	0	0	5	14	18	26	30
8		0	0	0	0	0	0	0	0	8	8	15	19
9		0	0	0	0	0	0	0	0	11	11	18	22
全流域		0	0	0	0	1	1	1	3	12	15	22	33

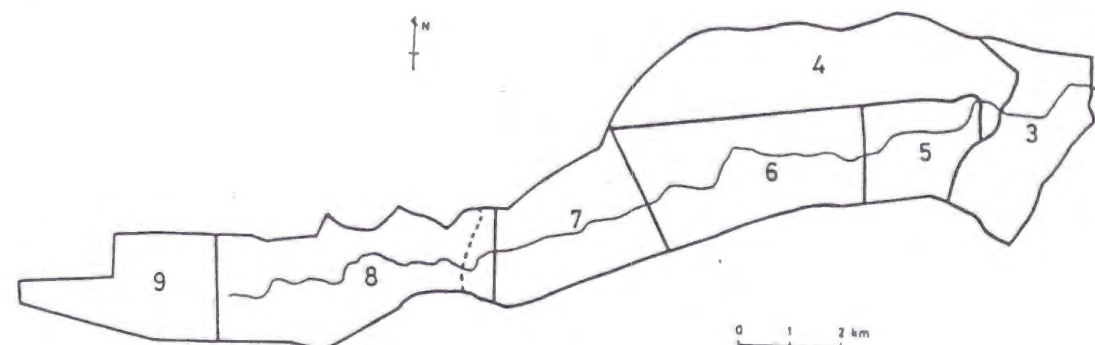


図53 下水道普及率の流域区分

Fig.53 Sub basins corresponding to the sewer coverage rate table (Table 15)

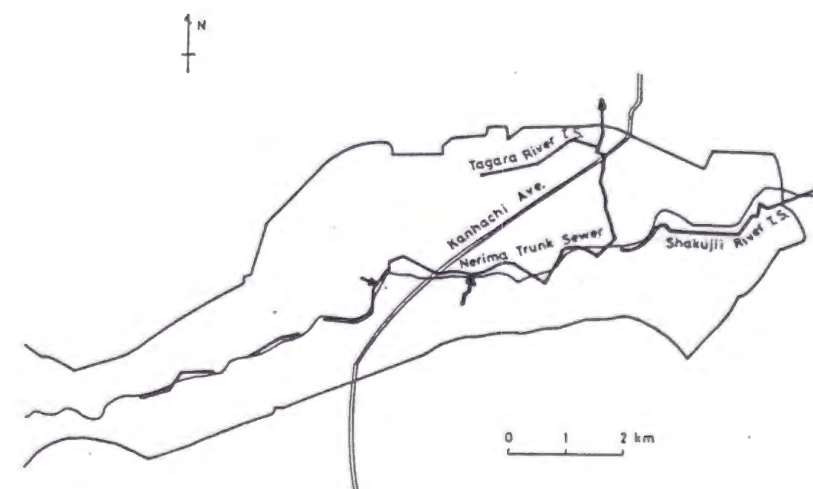


図54 下水道幹線系統

Fig.54 Trunk sewer systems

ハ. 河川改修の進捗

石神井川の河道改修は1958年（昭和33年）、22号台風（狩野川台風）を契機に着工され、1979年（昭和54年）を目標として30mm/hr対応河道の改修を目ざしており、上流では護岸は完成し河道掘削を残すのみとなっている（土木研究所、1978）根村橋観測所における河道断面は、

・1968年 河幅12.5m×高さ3m断面積37.5m²

・1975年 河幅17m×高さ5m断面積85m²

となっており、河道断面積は、ほぼ2.3倍に増大した。

表18 雨量観測所および流量観測所一覧

Table18 List of raingage and gaging stations

雨量観測所

記号	観測所名	資料収集期間(年)
1	東京(気象庁)	1958
2	調布	1958
3	淀橋	1958
4	成蹊	1958～1968
5	石神井支所	1965～1968
6	桜台	1965～1968
7	田無	1965～1970
8	豊島	1966
9	練馬区役所	1968～1970
10	上石神井	1970～1977
11	板橋	1969～1970
12	根村橋	1973～1977

流量観測所

A	根村橋	1958～1977
B	上石神井	1968～1977

(3) 洪水流出特性

a. 水文資料

ここで用いる洪水資料は「石神井川流域水文観測資料⁴⁰⁾」および「石神井川流域水文観測資料(その2)⁴¹⁾」に拠る。

対象となる雨量観測所および流量観測所の位置は図51に示すとおりであり、その一覧が表18である。流量観測所の内研究で対象としたのは根村橋観測所であり、水位から流量への換算は浮子による流量観測から作成された水位流量曲線によっている。

対象とした資料の期間の内1958年（昭和33年）から1970年（昭和45年）までは、雨量、流量とも時間単位の資料であり、1971年（昭和46年）以後は1977年（昭和52年）までは10分間単位の資料である。その内1959年から1964年までは観測記録が十分でなく、1967年、1971年および1972年は根村橋観測所付近の河川改修により流量観測ができず水位記録のみであり、今回の解析対象から除外した。

b. 洪水流出率

洪水流出率（以下、流出率とする）は次のようにして求めた。

まず、ティーセン法により各雨量地点のウェイトを求め流域平均の総雨量 R_T (mm) を算出する。次に総有効流出高 Q_T (mm) は、ハイドログラフの立ち上がり点での流量 Q_i の時点からやや右上がりの線を引き、この線の下側を基底流量とみなし引き去り、ハイドログラフとこの線とで囲まれる部分を総有効流出高とした。なお、ハイドログラフの減水部と右上がりの線の交点での流量はほぼ1.1 Q_i である。その結果、流出率 f_T は、

$$f_T = \frac{Q_T}{R_T} \quad (27)$$

として求めた。

このようにして、1958年から1977年までの計79洪水の流出率の経年変化を示したのが図55である。

この図をみると1958年および1966年に流出率が0.5以上の例がある。これはそれぞれ台風22号（狩野川台風）および台風4号によるものである。これら2例を除くと流出率0.5以上の洪水はなく、ほぼ20年間にわたり流出率は全体的に増加していない。

この2大台風時の例を除き各年の流出率の算術平均値を計算しさらに、同規模の洪水のみを比較するため総雨量50mmから100mmまでの例を選びその算術平均値を計算した。これらをまとめたのが表19である。

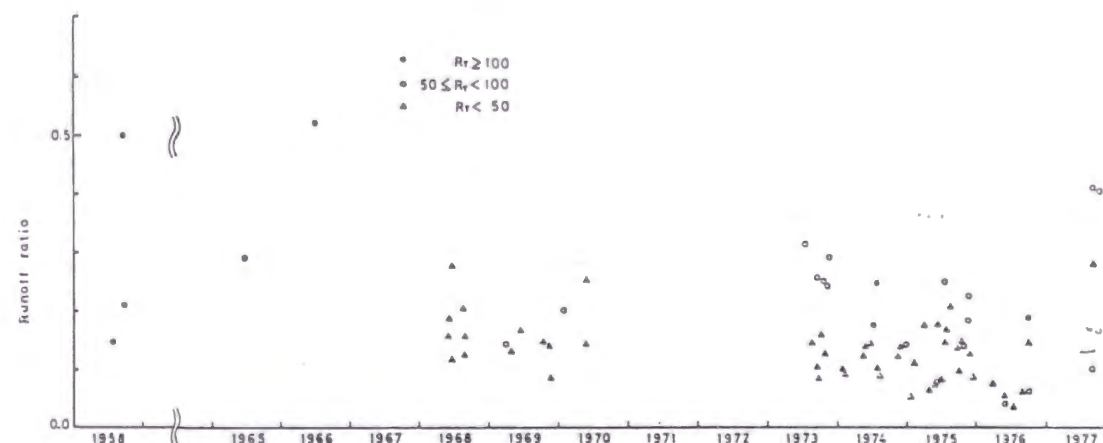


図55 流出率の経年変化 (R_T は総雨量(mm))

Fig. 55 Secular change of runoff ratio (R_T : total rainfall (mm))

表19 流出率の経年変化

Table. 19 Secular change of runoff ratio

流出率	年	1958	1965	1968	1969	1970	1973	1974	1975	1976	1977
全平均		0.286	0.290	0.176	0.136	0.200	0.198	0.151	0.140	0.085	0.217
総雨量50～100mmの洪水		—	0.290	—	0.143	0.203	0.339	0.147	0.178	0.053	0.235

この表から、台風22号、台風4号時の流出率を除くと1968年以後、流出率の顕著な増加はみられず高々0.2程度の平均値を示す。

一方、下水道の普及によって流域外に雨水が流下することも考えられる。本流域では石神井川幹線（図54）が雨水を流域外へ流下させ、その流量は東京都下水道局によると1.45m³/sとされ、この量を本流域の流出高に換算すると0.1mm/hr程度であり、ハイドログラフの基底長を10hrとするとこの時間に対応する下水道流量は1mm程度である。一例として総雨量50mmでその時総有効流出高10mmとすると総有効流出高は10-1=9mmとなり流出率は、0.2から0.18と10%程度の影響しか持たない。さらに大洪水においては下水道の影響はより小さくなる。

以上のように流出率に大きな変化がみられない原因として本流域の地質は関東ロームという火山灰

の一種で被われており、雨水を多量に浸透させることにより、不浸透域面積率が増加してもそれ程流出率に影響がないと推定される。たとえば、1975年の不浸透面積率0.5を対象としてみると、関東ロームの土層は1mにつき300mm程度の保水能力がある(青木、1971)と見積もることができその0.5すなわち1mにつき150mm程度の有効保水能力を都市化しても持っていることになる。いいかえれば都市化によって不浸透面積率が0.5となった場合、流域の1/2全体がすべて自然流域で、残り1/2全体がすべて不浸透域という状態ではない。実際は建物の回りの敷地は依然自然流域に近い状態であり、屋根・道路面からの表面流はその周囲の敷地等に浸透し、このような流出率の小さい範囲の洪水では都市化によって流出率は変化しないといえる。

c. 洪水到達時間

流出率と同じように1958年から1977年までの90洪水の洪水到達時間の変化を図56に示す。(流出率の場合より洪水例が多いのは、ピーク付近の流量データが得られているがその前後のデータが得られていない場合があるからである。)

ここで、洪水到達時間は各洪水ごとにピーク雨量の測定時間間隔の中央から流量ピーク時までの遅れ時間 t_g の2倍を洪水到達時間 t_l 、すなわち

$$t_l = 2t_g \quad \text{-----} \quad (28)$$

と定義したものである。たとえば、2時から3時にかけ雨量が最大で、流量ピークが5時とすると、遅れ時間は2.5時間となるので、この場合の洪水到達時間は5時間とした。

図56から1958年から1977年の間に明らかに洪水到達時間は短縮している傾向がある。

このことを流出率と同じように各年の単純平均値で整理したのが表20である。この表から、洪水到達時間は1958年から1970年までは2.5時間から5.0時間程度であり、それ以後はほぼ2時間程度となって、ほぼ1/2に短縮している。

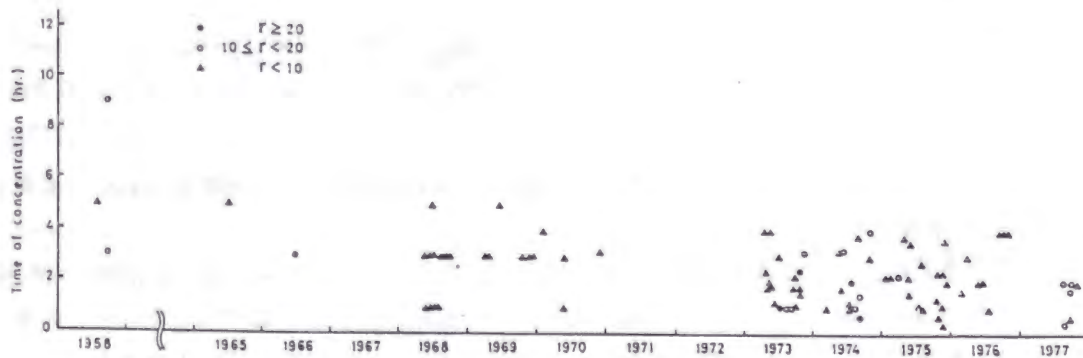


図56 洪水到達時間の経年変化 (r は洪水到達時間内平均降雨強度 (mm/hr))

Fig.56 Secular change of time of concentration(r :average rainfall intensity within time of concentration(mm/hr))

表20 洪水到達時間の経年変化

Table.20 Secular change of time of concentration

年	1958	1965	1968	1969	1970	1973	1974	1975	1976	1977
洪水到達時間 (hr)	4.0	5.0	2.5	3.4	2.8	2.1	2.1	2.0	2.9	1.9

以上のことは、イーハで述べたように、本流域の都市化による流域粗度の減少および河川改修による河道粗度の減少、下水道の普及に伴う側溝の整備等によって洪水流下速度が増加し、その結果洪水到達時間が短縮されたとみることができる。

d. 合理式の流出係数

合理式の流出係数(以下、流出係数とする)は、周知のように下水道や中小河川のピーク流量の推算に使われ、

$$Q_p = \frac{1}{3.6} f_p \cdot r \cdot A \quad \text{-----} \quad (29)$$

と表される。ここで、 Q_p :ピーク流量 (m^3/s)、 f_p :流出係数、 r :洪水到達時間内平均降雨強度 (mm/hr)、 A :流域面積 (km^2)。

ここで問題となるのは洪水到達時間内平均降雨強度 (r) であるが、洪水到達時間としては前節 c. で求めた各年の平均値を用いて洪水到達時間内平均降雨強度を計算した。

90洪水を対象にして、以上のようにして求めた流出係数の各年値をプロットしたのが図57である。この図から、流出係数の各年の最大値は増加傾向にある。つぎに、流出率と同様に各年の算術平均

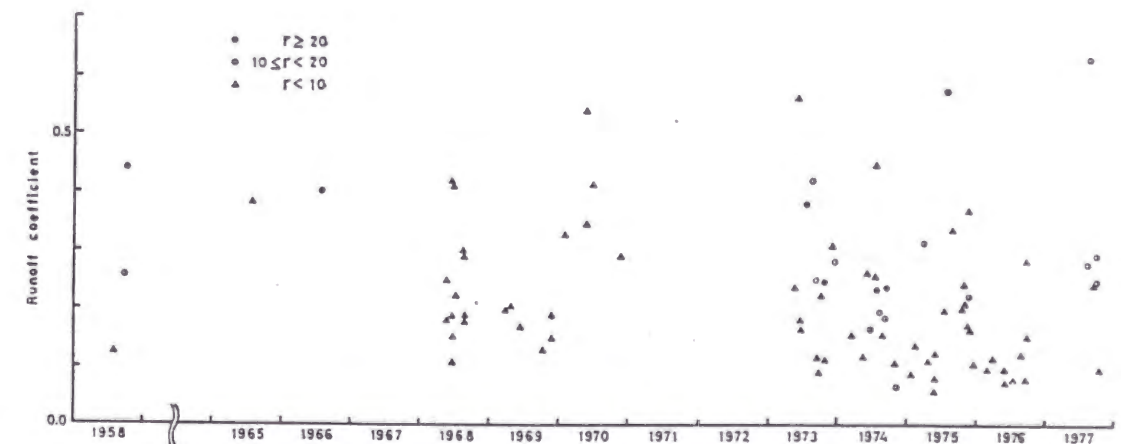


図57 洪水係数時間の経年変化 (r は洪水到達時間内平均降雨強度 (mm/hr))

Fig.57 Secular change of runoff coefficient of Rational Formula(r :average rainfall (mm))

値および洪水到達時間内平均降雨強度（ γ ）が10mm/hrから20mm/hrまでの洪水のみを対象とした各年算術平均値を一覧表にしたのが表21である。この表から流出係数は必ずしも増加傾向はみられず、むしろほぼ一定で、全平均で0.2程度、 γ が10～20mm/hrを対象にした場合で0.35となり、流出係数の小さい範囲では、一定値を示す。

表21 流出係数の経年変化

Table. 21 Secular change of runoff coefficient of Rational Formula

流出係数 \ 年	1958	1965	1968	1969	1970	1973	1974	1975	1976	1977
全 平 均	0.276	0.383	0.242	0.188	0.384	0.257	0.196	0.204	0.122	0.303
洪水到達時間内平均降雨強度 10～20 mm/hr	0.350	—	—	—	—	0.323	0.153	0.353	—	0.369

以上のことから、各年の流出係数の最大値のみを対象とすればその増加傾向は認められなくもないが全体的にみれば、流出係数は本流域では都市化とともに大きく変化すると断定することは難しい。

このように都市化によって流出係数が変化しない原因としては次のようなことが考えられる。

河川改修により一般には湛水域の減少、河道貯留の減少が考えられている。しかし、本流域の河川改修のように河幅が拡幅され、河道の掘削も行われると、河道断面積は以前に比較し2倍以上となり、河道貯留の増大等が原因となって流出係数の増大が抑制される方向に作用し、一方河道粗度の減少により洪水到達時間は短縮され、洪水到達時間内平均降雨強度（ γ ）は増加し、ピーク流量は増加する方向に作用する。これらの逆方向の作用により、相殺され、流出係数としては、それ程変化しないことも考えられる。

もう一つの考えは洪水到達時間が短縮し、そのために洪水到達時間内平均降雨強度（ γ ）は大きい値となり、流出係数はそれ程変わらない。このことを(29)式にあてはめれば石神井川においては1958年から1977年までの間においてピーク流量は、洪水到達時間内平均降雨強度（ γ ）が増加した分と同程度に増加傾向にあると認められる。たとえば、1958年の台風22号時の降雨波形について洪水到達時間内平均降雨強度（ γ ）を求める。その結果、洪水到達時間を4時間とし、ピーク雨量を中央に挟んで4時間の平均降雨強度は31.4(mm/hr)となる。さらに洪水到達時間が1/2に短縮され2時間として、同様に平均降雨強度を求めると、38.1(mm/hr)となり、洪水到達時間が1/2に短縮されると洪水到達時間内平均降雨強度は20%増加し、その程度のピーク流量の増大があり、この結果、ピーク流量と洪水到達時間内平均降雨強度との比、すなわち流出係数はそれ程変化しないことになる。

(4) ま と め

都市化の推移および洪水流出特性の経年的な推移を石神井川流域を対象として追跡調査した。

この結果、洪水到達時間は都市化とともに短縮する傾向が明らかに認められる。流出率については、1977年までの観測結果から得た小さい値の範囲では都市化に伴う有意な傾向は認められない。これは、浸透性の高い表層地質の影響が都市化という人工的改変に卓越する効果をもつからである。流出係数についても流出率と同様都市化による有意な傾向は認められないが、これは洪水到達時間の短縮による洪水到達時間内の平均降雨強度の増大と同程度のピーク流量の増大による効果が大きいと考えられる。

第4節 自然流域と都市流域の流出特性の比較

(1) はじめに

流域に降雨があった時、どのように流出が生じるかを予測することは、水文学上、あるいは実用上として、洪水、渇水対策上重要な課題である。このような課題の解明には当該流域での詳細な水文観測資料の解析に依り、降雨－流出の関係を明らかにする必要がある。さらに、この関係は地形、地質及び土地利用等の流域条件により異なると考えられるので、複数の流域での比較が必要である。

我々は、流域条件の異なる浦白川流出試験地及び筑波研究学園流出試験地を管理し、詳細な水文観測資料の蓄積を進めてきた。今まで、この資料を用いて、それぞれの試験地における洪水時の降雨流出の関係について、報告^{42)～46)}がなされてきた。

本節では、降雨－流出の関係を洪水時のみならず、さらに、月及び年の期間、即ち、月水収支、年水収支等を両試験地で調べる。さらに、それぞれの試験地での水収支の結果を相互比較して、流域条件等との関連について考察する。

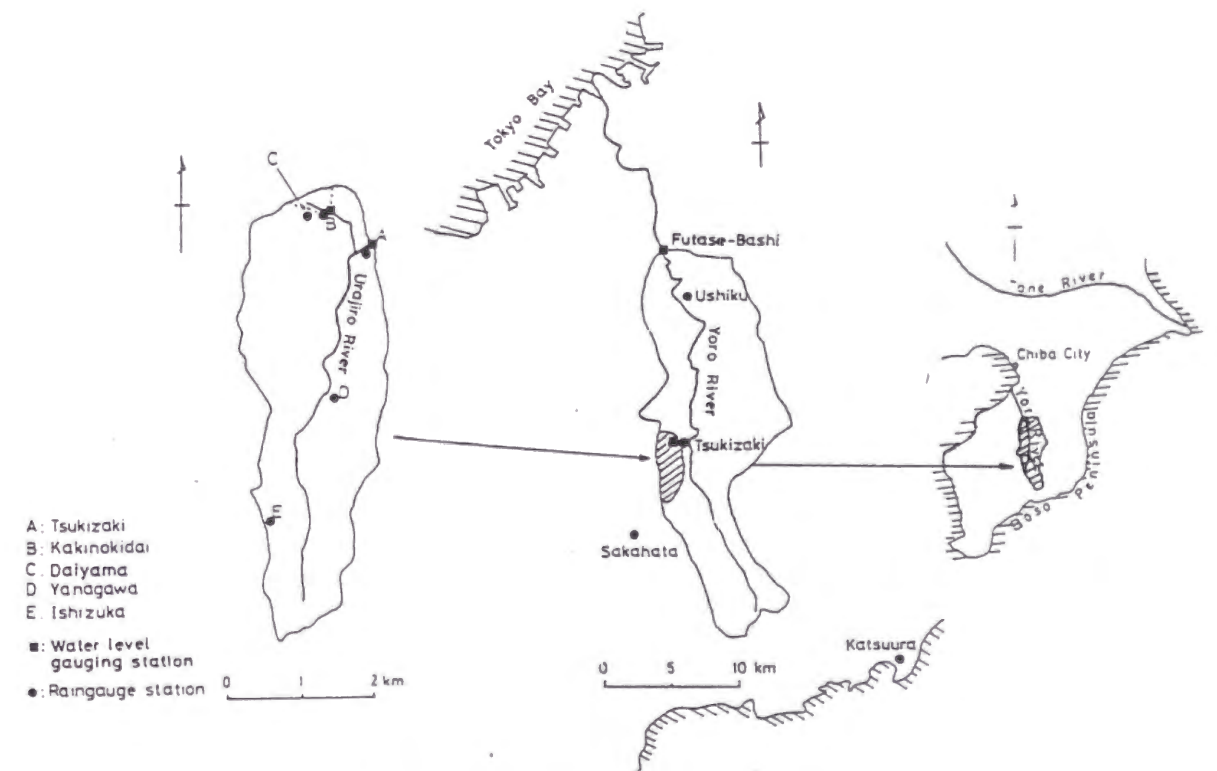


図58 浦白流出試験地及び二瀬橋流域の観測所配置

Fig. 58 Location of water level gauging stations and raingauge stations in the experimental basin in the Urajiro River and in the Futase-bashi.

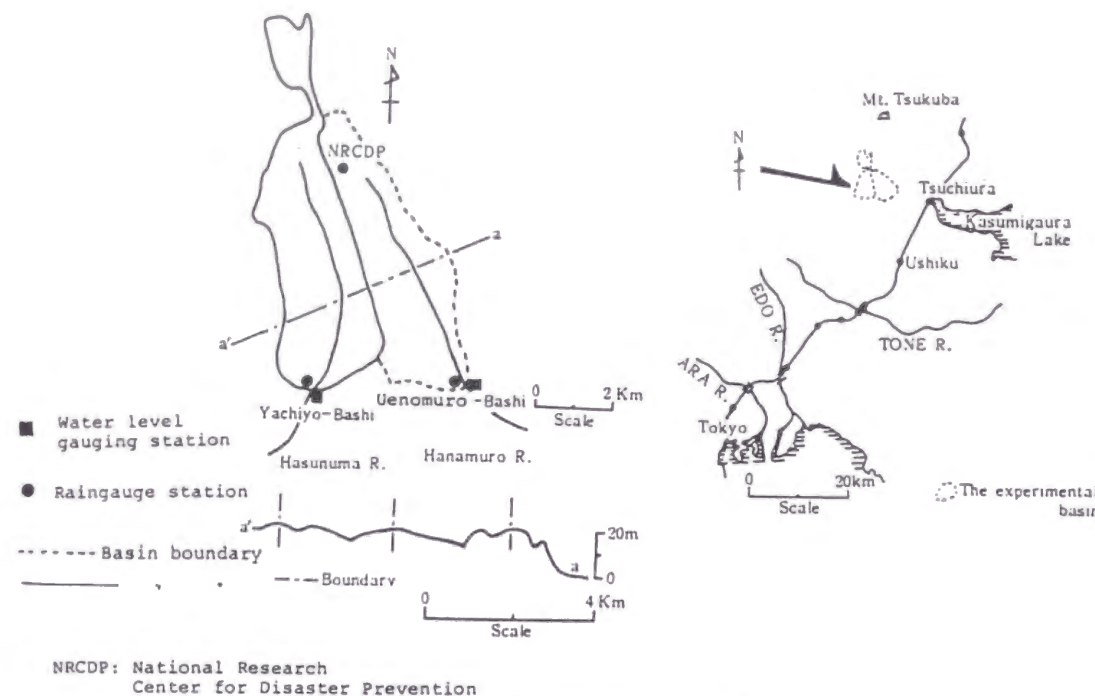


図59 筑波研究学園流出試験地の観測所配置

Fig.59 Location of water level gauging stations and rain gauge stations in the experimental basin in the Tsukuba Science City.

(2) 流域条件及び水文観測資料

両試験地の流域条件については、前述した報告書に詳しく述べてあるので、本節では、水収支に関連の深い事項について簡潔に記す。ここで対象とする流域は、表22に示す4流域である。観測所の位置等については図58～図59に示す。

表22 浦白川流出試験地及び筑波研究学園流出試験地の流域条件

Table. 22 Characteristics of the experimental basins in the Urajiro River and in the Tsukuba Science City

流域条件	浦白川流出試験地		筑波研究学園流出試験地	
	柿ノ木台流域	月 崎 流 域	上の室橋流域	八千代橋流域
流 域 面 積 (km ²)	0.147	9.04	12.46	14.86
流 路 勾 配	1/10	1/30	1/700	1/500
表 層 土 壤	砂質土	砂質土	関東ローム	関東ローム
林地面積率 (%)	100	93	11	19
不浸透面積率 (%)	(0)	(0.4)	22	15

a. 流域条件

イ 地形

- 流域面積は、柿の木台流域が他の3流域に比し、かなり小さく、他の3流域は、いずれも10 km²前後である。
- 流路勾配は、柿の木台及び月崎流域の方が上の室橋及び八千代橋流域より1オーダー程度大きく、それぞれ山地河川と平地河川の特徴を示している。

ロ 地質

- 表層土壌は、浦白川流出試験地の2流域では、透水性の高い土壌が薄く（高々数10 cm）堆積し、その下に砂質泥岩があり、一方、筑波研究学園流出試験地の2流域では、空隙率の大きい関東ロームが堆積し、その下に粘土層、砂礫層がある。

ハ 土地利用

- 林地面積率は、浦白川流出試験地の2流域では、大きく、一方、筑波研究学園流出試験地の2流域では、小さく、人工改変の進んだ土地利用を示している。
- 不浸透面積率は、浦白川流出試験地の2流域では、0%程度であり、筑波研究学園流出試験地では20%前後の値で、上の室橋流域の方が八千代橋流域より大きい。

ここで、不浸透面積とは、道路、駐車場、建物、歩道、運動場、池及び川等の面積和である。

なお、浦白川流出試験地の2流域に対しては、不浸透面積を住宅地の面積とし、その値と流域面積との百分比を表22中に()書きで示した。

b. 水文観測方法

降水量、流出量は、以下のような観測によって得たものである。降水量は、径200mmの円筒形の転倒マス型雨量計で観測されたものである。流量は、柿の木台においては、量水堰の越流深をフロート式水位計で観測し、堰の越流公式を用いて求めた。その他の3流域は、低水時・高水時の流量観測から水位流量曲線を作成し、フロート式水位計で観測された水位から流量を求めた。流出量は、流量を流域面積で除し、係数を乗じて求めた。

c. 水文学の算出

面積雨量、流出量の年、月及び洪水時の各期間の値の算出方法について述べる。

イ 面積雨量

浦白川流出試験地には、月崎、柿の木台、台山、柳川、石塚の計5箇所の雨量観測地点がある（前掲図58）。そこで月崎流域の面積雨量は、これら5箇所の降水量の算術平均とした。柿の木台流域に対しては、柿の木台地点の降水量を用いた。筑波研究学園流出試験地には、上の室橋、八千代橋、国立防災科学技術センターと計3箇所の雨量観測地点がある（前掲図59）。国立防災科学技術センターは、上の室橋流域の上流に位置し、又、上の室橋流域と八千代橋流域との流域界付近に位置する。そこで、上の室橋流域の面積雨量としては、上の室橋と国立防災科学技術センターの降水量の算術平均とした。八千代橋流域に対しては、八千代橋地点と国立防災科学技術センターとの降水量の算術平均を用いた。

なお、両試験地共、冬季において降雪はあるが、量的には少く、日降水量で見ると限りでは、融解により降雨として計測されるので降水量は、降雨量と考えてよい。

ロ 流出量

年流出量(mm/y)は、月流出量(mm/month)の12ヶ月の合計値とし、月流出量は、当該月の日流出量(mm/day)の合計値とした。日流出量は、当該日の毎正時の流出量(mm/h)、24個の合計値とした。洪水時の降雨－流出関係に用いた流出量は、10分毎のデータである。

(3) 水収支

水収支を調べることにより流域の水文特性を簡潔に知ることができる。流域への水の流入および流出に係わる水文要素は、

① 流域への水の流入する量として、降水(降雨および降雪) R 及び用水量 I

② 流域から流出する量として、河川の流量 Q 、蒸発散量 E 、当該観測所を通過しないで流域外へ流出する量 G 、および水収支期間内に Q 、 E とならないで流域の浅い部分および土壌中等に保留される水分の増加量 ΔS からなり、これらは(30)式で関係づけられる。

$$R + I = Q + E + G + \Delta S \quad \text{----- (30)}$$

(30)式の右辺の E 、 G および ΔS は観測ができないか観測が困難な量で、これら3つの水文要素の和を L とおく。 L は、損失量と呼ばれる。即ち、

$$L = E + G + \Delta S \quad \text{----- (31)}$$

その結果、(30)、(31)式より、

$$R + I = Q + L \quad \text{----- (32)}$$

となる。

また、降水量 R 及び用水量 I と流量 Q の比を流出率と定義する。

$$f = Q / (R + I) \quad \text{----- (33)}$$

水収支の期間を年、または月とした場合、それぞれの水文要素にそれぞれの水収支の期間名を冠する。

4. 1 長期水収支

4. 1. 1 年水収支

(1) 年水収支の意味

年水収支の期間の境は河川の流量の変化が最も小さい時期が選ばれる。これは各年の年水収支を調べる場合変動が少ないため、各年ほぼ同一の水文サイクルとなるようにするためである。そこで水文年の境として冬期の低水流量が最小の時期とする方法もあるが、ここでは実用的に暦年、即ち1月から12月までを年水収支の期間とする。この場合において、 ΔS は近似的に0と置いてよからう。

蒸発散量 E および観測所を通過しない量 G は観測が困難であり、本試験地においてはこれらの量は観測されていない。そこで年間の $E + G$ を年損失量と考えそれぞれの水文量に添字 y をつけ、年水収支式を、

$$R_y + I_y = Q_y + L_y \quad \text{----- (34)}$$

とする。

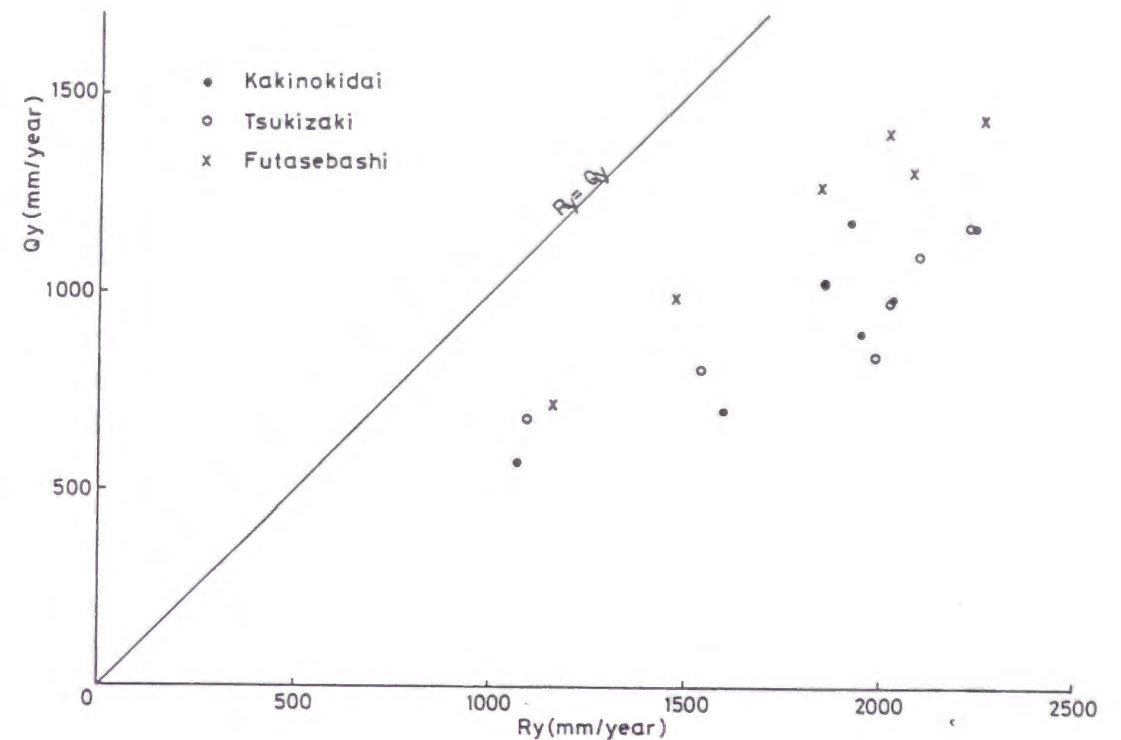


図60 年降水量と年流出量の関係(柿ノ木台(●), 月崎(○), 二瀬橋(x))

Fig. 60 Relation between annual precipitation and annual runoff in Kakinokidai (●), Tsukizaki(○), and Futasebashi(x).

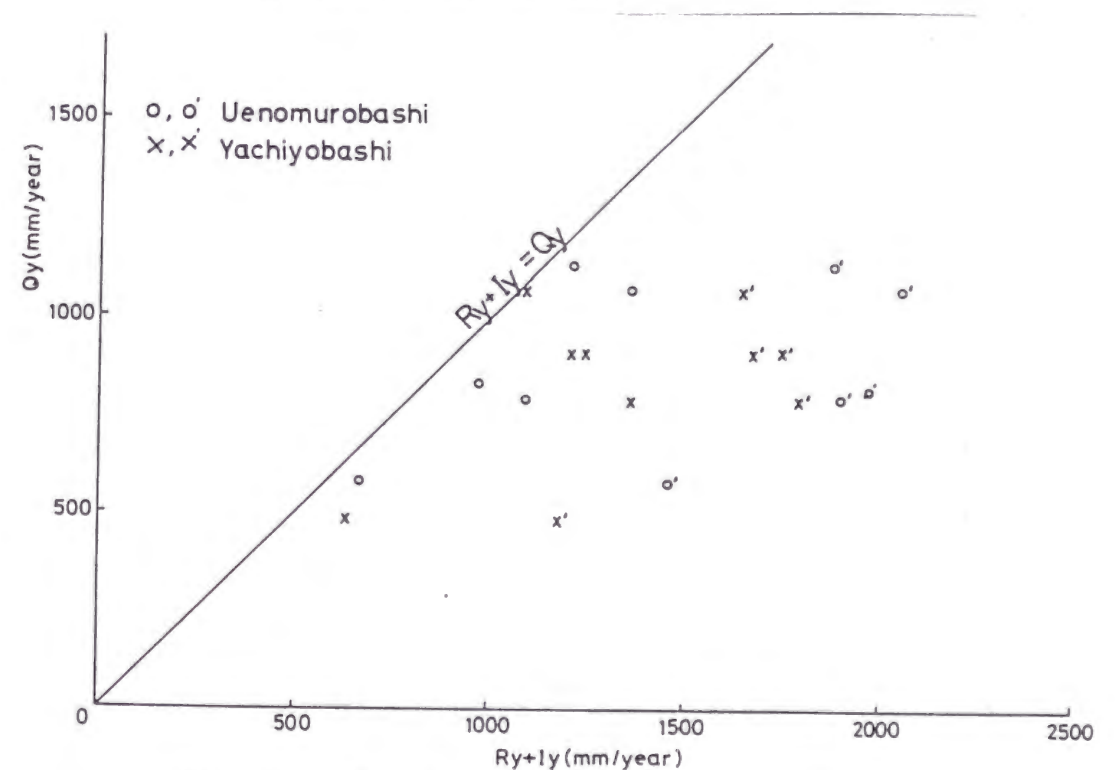


図61 年降・用水量と年流出量の関係(上の室橋(○, ○'), 八千代橋(x, x'))

Fig. 61 Relation between annual precipitation and annual runoff in Uenomurobashi (○, ○'), and Yachiyo-hashii(x, x').

(2) 年水収支の結果

両試験地の年降水量、年流出量および年損失量を図60～図61に示す。

さらにここでは、養老川本川の二瀬橋流域（流域面積184.2km²：図58）における年降水量および年流出量を参考として加える。二瀬橋流域の年降水量は牛久、坂畑、勝浦（いずれも気象庁のAMeDAS地点）および浦白川流出試験地の年降水量の算術平均値とした。

年流出量は千葉県養老川開発事務所の資料による。二瀬橋流域の位置は前掲の図58に示す。

a. 浦白川流出試験地及び二瀬橋流域の年水収支

図60から、柿の木台及び月崎流域において年降水量の増大と共に年損失量が大きくなる傾向がある。例えば、年降水量が1,000mm程度で年損失量400～500mm、年降水量1,500～1,600mmで年損失量700～900mm、年降水量1,900～2,200mmで年損失量400～1,100mmとなっている。

イ. 二瀬橋流域（図60中×印）では、年損失量は年降水量の増大と共に増大している。

ロ. 年降水量が小さくなると3流域とも年損失量は同程度となるようである。

ハ. 二瀬橋流域（流域面積は月崎流域の約20倍）では年損失量が本試験地より小さい傾向がある。

b. 筑波研究学園流出試験地の年水収支

筑波研究学園流出試験地の上の室橋流域及び八千代橋流域の年収支の結果を前掲図61に示した。この図中○、○'は上の室橋流域を示し、×、×'は八千代橋流域を示す。両流域共、毎年4月～9月の期間に農業用水が流域外より供給されており、この用水量（ I_y ）と年降水量（ R_y ）の和を横軸の値とした場合を○'及び×'で示した。この図から両流域共、年降・用水量（年降水量と年用水量の和、以下同様）1,200～1,500mmで、年損失量700～900mmの範囲、年降・用水量1,500～2,000mmで、年損失量600～1,200mmの範囲であり、年降・用水量の増大と共に年損失量が増大している。

c. 両流出試験地の比較

このことを浦白川流出試験地の2流域と比較すると、年降・用水量1,000～1,500mmでは、筑波研究学園流出試験地の2流域の年損失量がより大きい。また年降・用水量1,500mm以上となると両試験地の間の年損失量は、ほぼ同じとなる。年降・用水量が1,500mm以下の場合の両試験地の間の年損失量の差異は、以下のように考えられる。筑波研究学園流出試験地においては、降雨は、時間をかけてゆっくりと河道に流出してくる。それは、4. 1. 2の月水収支の結果から推定される。この河道に流出してくる間に地中水が空気中へ蒸発散として失われる。この量は、河道に流出するまでの時間の増大と共に増大するから、浦白川流出試験地に比べ、より多く蒸発散が生じ、損失量がより大きくなると推定される。一方、年降・用水量が1,500mmを越える年においては、両試験地共、1年を通して、流域の表層は、湿った状態の日が多く、同程度の可能蒸発散に近い損失量が生じているためではなかろうか。

d. 他地域との比較

さらに両試験地の年水収支と他流域の調査結果を比較すると以下の通りである。建設省の調査⁴⁷⁾によれば、関東地方の河川（利根川、神流川、荒川他、流域面積：700km²～2,200km²）の年流出率は、年降水量1,500mm～2,000mmの年で平均0.7である。年損失量で表わすと450mm～600mmである。農林水産省林業試験場が管理する森林理水試験地の年水収支の結果⁴⁸⁾によると年降水量が1,700mm～1,800mm以上ある流域では、年損失量は年降水量（1,700mm～3,800mm）に関係なく一定となることが報告されている。

これらの結果を相互比較すると、両試験地の年損失量は、年降水量2,000mm程度の場合に1,000mm程度である。一方建設省が調査した関東諸河川は流域面積が700km²～2,200km²と本試験地より大きく年損失量が小さい傾向がある。このことと前述の結果即ち、両試験地の年損失量が二瀬橋流域の年損

失量より大きくなることとを合わせ考えると、流域面積が大きくなると年損失量が小さくなると考えられる。

また、両試験地の年損失量は、年降水量の増大と共に増大する傾向がある。一方、森林理水試験地の結果によると年損失量は、年降水量に関係なく一定である。この両者の年降水量と年損失量の関係が異なる原因については確定し難い。

4. 1. 2 月水収支

(1) 月水収支の意味

1年より短い周期、例えば季節変化、月毎の変化を明らかにするためには月水収支を調べなければならない。そこで月毎の水文量 R_m 、 Q_m および L_m の変化を調べる。まず月降水量は、我が国において年間に3つのピークがある。それは、降雪期、梅雨期、および台風期である。浦白川流出試験地では4月の春雨、6月の梅雨および11月の秋雨の3つのピークがある。

月流出量は月降水量および月損失量により決ってくる。月損失量の内、蒸発散量は流域表面からの蒸発量と植物の葉面からの蒸散量からなる。蒸発散量は主として気温と植生によってきまるとされている。一般に気温は夏期に高く冬季に低く、植生は春から夏の季節に活動が盛んである。そこで蒸発散量は春、夏期に大きく冬季に小さいとされている。月損失量の内、土壌水分の変化量 ΔS は暦上の月始めと月末の貯留量の差である。この量は観測していないので確定できない。

ΔS はある程度の量となる可能性はある。ここでは月損失量 L_m は $L_m = E_m + G_m + \Delta S_m$ とする。

(2) 月水収支の結果

浦白川流出試験地の1979年から1985年までの月水収支の各水文要素を示す。月崎地点においては1985年に河川改修工事が行なわれたため、流量観測が不可能となり、そのため当年の月収支は計算できなかった。筑波研究学園流出試験地の月水収支は1981年から1985年までの期間である。

a. 浦白川流出試験地の月収支

図62～図65は柿ノ木台、月崎両流域の1979年から1984年までの各月の R_m 、 Q_m の平均値（ \bar{R}_m 、 \bar{Q}_m ）を示したものである。これらの図から、両流域共4月および11月の平均月降水量のピークに対応して平均月流出量のピークが表われていること、1月から12月までの1年を通しての \bar{R}_m 、 \bar{Q}_m の変化は両流域共ほぼ同様であることがわかる。月水収支においては、(30)、(31)式で各月毎に $\Delta S = 0$ とおいたことが妥当かが問題である。それは月降水量の多い月は月流出量も大きい、月流出量は遅れの影響を受けると考えられるからである。しかしながら、後に掲げる図64、図65において \bar{R}_m 、 \bar{Q}_m との関係は、ほぼ直線で表わすことができ、両者間に遅れはみられず、1年を通してほぼ同じ月変化をしていることから、この推定はほぼ妥当といえる。

イ. 各年の月降水量を横軸に月流出量を縦軸にとって1月から月毎に12月まで月降水量と月流出量の間関係を図上に描くとほぼ全般的に月降水量の増大と共に月流出量が増大する傾向がある。平均月降水量と平均月流出量の間関係も同様の傾向が見られたので、ここでは、平均月降水量と平均月流出量の間関係について述べる。

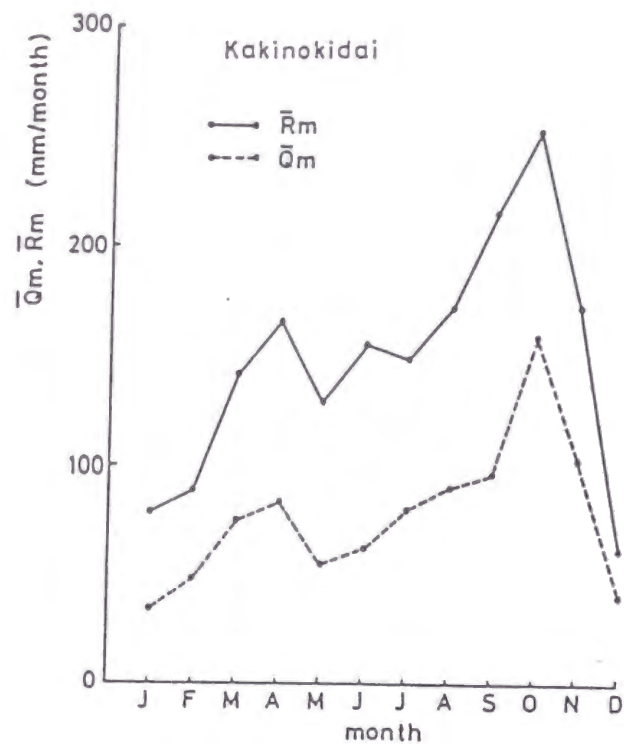


図62 平均月降水量 (\bar{R}_m) 及び平均月流出量 (\bar{Q}_m) の年変化 (柿ノ木台)

Fig.62 Annual change of average monthly precipitation (\bar{R}_m) and average monthly runoff (\bar{Q}_m) in Kakinokidai.

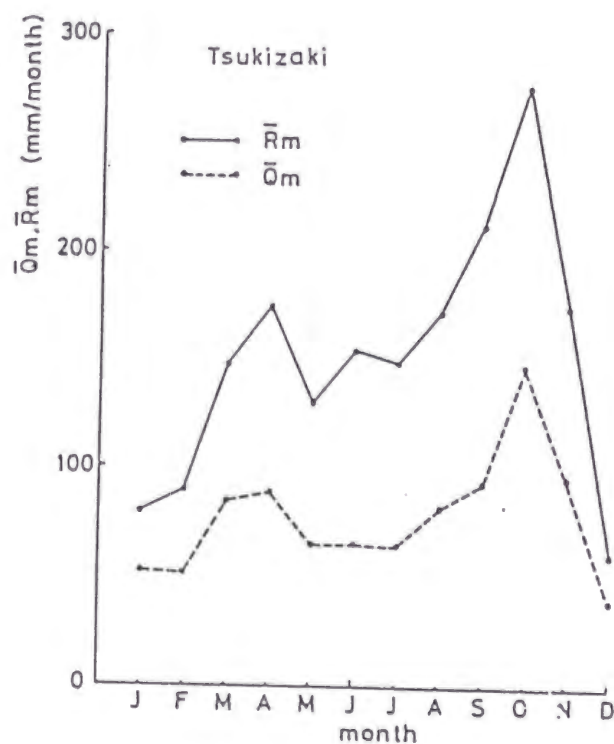


図63 平均月降水量 (\bar{R}_m) 及び平均月流出量 (\bar{Q}_m) の年変化 (月崎)

Fig.63 Annual change of average monthly precipitation (\bar{R}_m) and average monthly runoff (\bar{Q}_m) in Tsukizaki.

ロ. 図66、図67は1979年から1984年までの月降水量および月流出量毎月 (1月～12月) の平均値を図示したもので、縦軸に平均月流出量 (\bar{Q}_m)、横軸に平均月降水量 (\bar{R}_m) をとってある。図中1月、12月にそれぞれJanuary、Decemberと記し、直線で時間経過を結んでいる。

この両図から平均月降水量の増大と共に平均月流出量が増大すること、それと同時に平均月損失量 L_m (図64～図65で各月の \bar{Q}_m 点 (●印) から横軸に垂直に直線を引き、直線 $\bar{R}_m = \bar{Q}_m$ と交る点までの長さ) は、平均月降水量の増大と共に増大し、その値は平均月降水量が100mmで約50mm、平均月降水量が200mmで100mmであることがわかる。

b. 筑波研究学園流出試験地の月水収支

筑波研究学園流出試験地の月水収支の結果を浦白川流出試験地と同様に図示したのが図66～図69である。図66、図67から、上の室橋流域及び八千代橋流域共、9月から10月に平均月降・用水量*は減少するが、平均月流出量は増加していること、1月及び12月に平均月流出量が平均月降・用水量より大きいこと等がわかる。このことは、両流域共、ある月の月降水量のすべてがその月内に流出するのではなく、月降水量の内、ある量は、翌月に遅れて流出することが推定される。このことは、図68及び図69から分かるように、平均月流出量と平均月降・用水量の関係が左回りのループを描くことにも表われている。この原因としては、これら2流域は、関東ロームで表層が被われ、さらにその下には、粘土・砂礫層があり、雨水は、ゆっくりと浸透し、かなりの時間遅れを持って流出してくるためと考えられる。

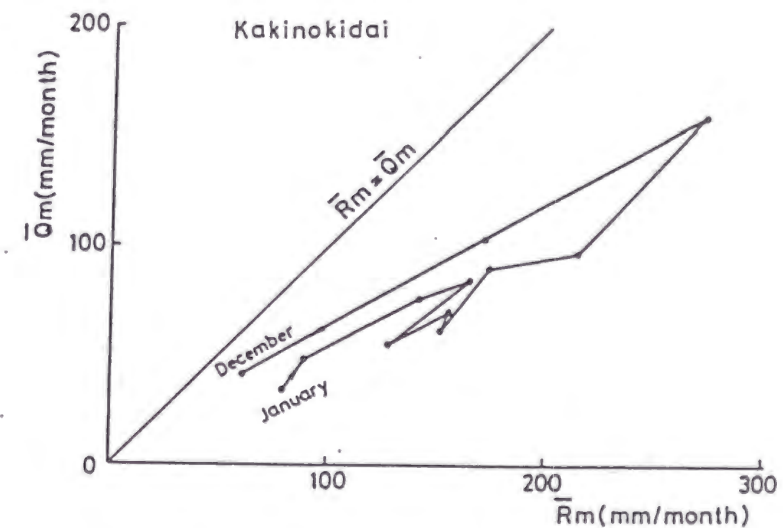


図64 平均月降水量 (\bar{R}_m) と平均月流出量 (\bar{Q}_m) の関係 (柿ノ木台)

Fig.64 Relation between average monthly precipitation and average monthly runoff in Kakinokidai.

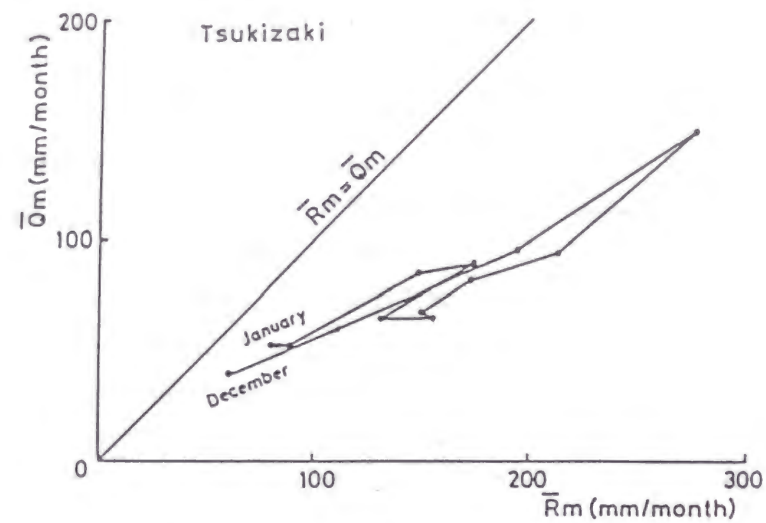


図65 平均月降水量 (\bar{R}_m) と平均月流出量 (\bar{Q}_m) の関係 (月崎)

Fig.65 Relation between average monthly precipitation and average monthly runoff in Tsukizaki.

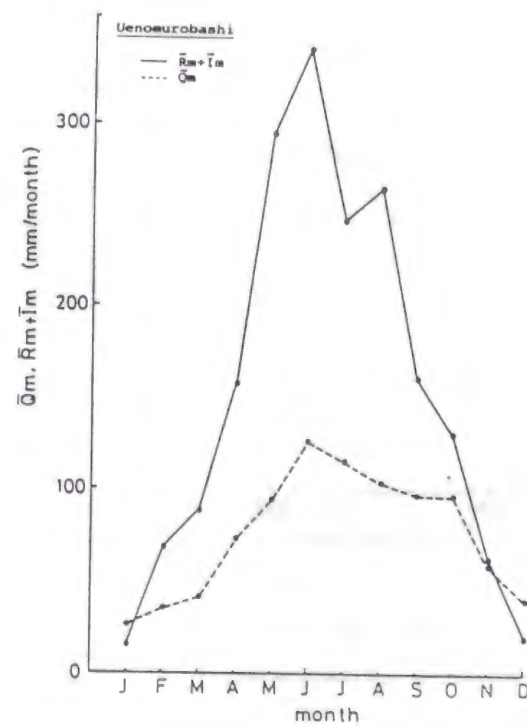


図66 平均月降・用水量 (\bar{R}_m) 及び平均月流出量 (\bar{Q}_m) の年変化 (上の室橋)

Fig.66 Annual change of average monthly precipitation (\bar{R}_m) and average monthly runoff (\bar{Q}_m) in Uenomurobashi.

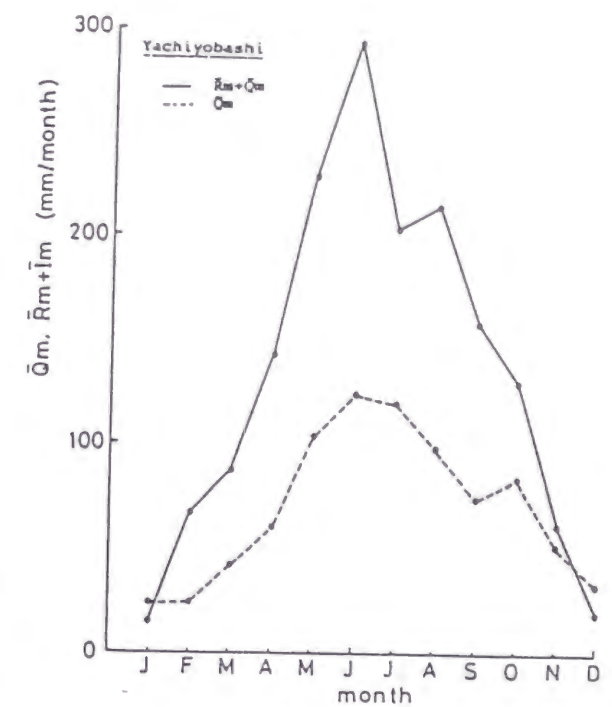


図67 平均月降・用水量 (\bar{R}_m) 及び平均月流出量 (\bar{Q}_m) の年変化 (八千代橋)

Fig.67 Annual change of average monthly precipitation (\bar{R}_m) and average monthly runoff (\bar{Q}_m) in Yachiyobashi.

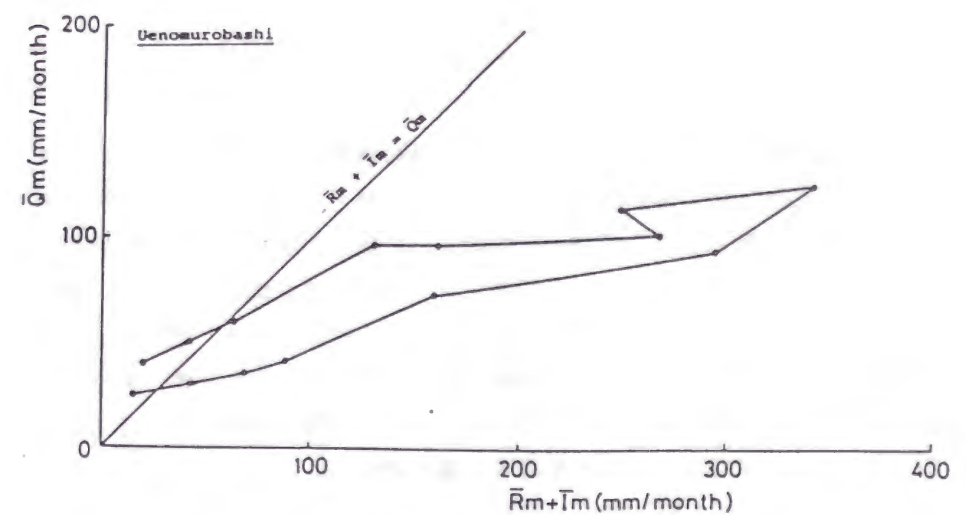


図68 平均月降・用水量 (\bar{R}_m) と平均月流出量 (\bar{Q}_m) の関係 (上の室橋)

Fig.68 Relation between average monthly precipitation and average monthly runoff in Uenomurobashi.

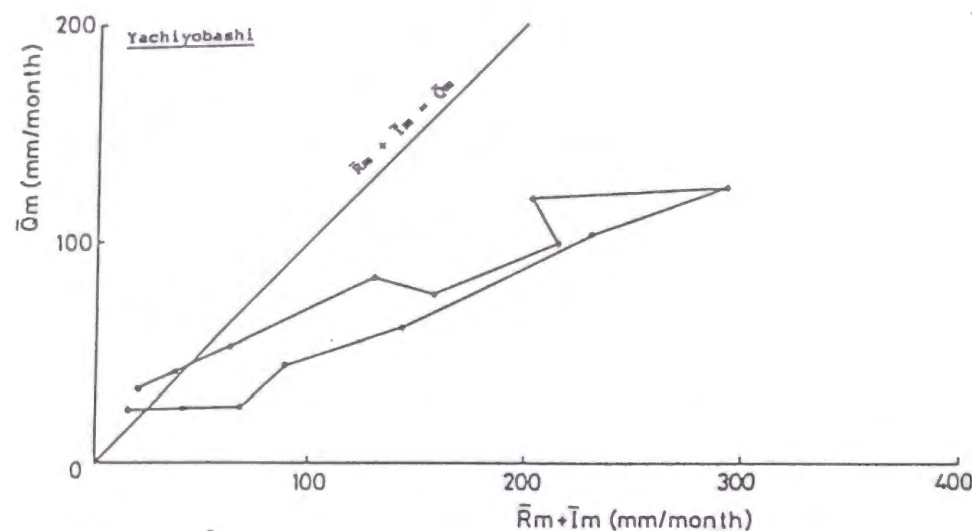


図69 平均月降・用水量 (\bar{R}_m) と平均月流出量 (\bar{Q}_m) の関係 (八千代橋)

Fig.69 Relation between average monthly precipitation and average monthly runoff in Yachiyobashi.

c. 両流出試験地の比較

浦白川流出試験地と筑波研究学園流出試験地の月水収支を比較すると、後者の試験地の2流域の方が月流出量の時間遅れが大きい。即ち、翌月にわたって、ゆっくりと流出してくる流量が、かなりあると推定される。それは、1月及び12月の平均月流出量は、平均月降・用水量より大きく、その差は7mm～21mm程度であることにも表われている。

4. 2 短期水収支

ここでは、洪水時の降雨一流出関係について、平地河川の筑波研究学園流出試験地の花室川上の室流域・蓮沼川八千代橋流域と、山地河川の浦白川流出試験地月崎流域とを比較し、両流域の洪水の特徴を明らかにする。浦白川流出試験地および、筑波研究学園流出試験地の気候・地形・地質等については、前述のように、それぞれ山地河川と平地河川の特徴を有する。流域を構成する斜面・河道の傾斜に違いがあるばかりでなく、斜面を構成する土質・土壌条件等にも違いがある。地表面の土地利用においても、山林と都市開発域と大きく異なる。また気候・植生等も当然のことながら異なる。両者を単純に比較することは難しい。一つの流域内においてさえ、先行降雨等の降雨特性によってもその流出量は異なってくる。ここでは両試験地の示す洪水流出率等の傾向から、山地と平地河川の洪水流出について考えてみる。

ここで用いる資料は両試験地の中から比較的流域面積の近い、浦白川月崎流域と蓮沼川八千代橋流域と花室川・上の室橋流域の洪水データである。

4. 1. 1 総雨量と総直接流出量

洪水毎の総直接流出量は対応する総雨量によって変化することは良く知られている。洪水ごとの総直接流出量 Q_s の総雨量 R_s に対する比は洪水流出率 f_s と呼ばれる。これまでの表記を用いれば、 $f_s = Q_s / R_s$ である。

浦白川月崎流域、花室川上の室橋流域、蓮沼川八千代橋流域における洪水毎の総雨量と総直接流出量との関係をそれぞれ図70、図71、図72に示す。ここで、直接流出量とは、流出量から水平分離によって基底流出量を引いたものである。基底流出量は、洪水開始直前の流出量をとってある。図中の各点と原点とを結ぶ直線の勾配が洪水流出率である。比較しやすいように、洪水流出率1.0及び0.5に当たる所に線を引いてある。

洪水流出率は、先行降雨や、降雨パターン等によっても左右される。そこで同じ総雨量にたいして最も多く流出する可能性を見るために上限値について述べる。上の室橋流域と月崎流域は総雨量に対する総直接流出量の分布傾向がほぼ同じであり、八千代橋流域は両者より若干総直接流出量が小さめに分布している。上の室橋流域と月崎流域において、洪水流出率の上限を示す包絡線は、総雨量が50mm位までは0.5位で、50mmを越すと月崎流域で0.6、上の室橋流域で0.6～0.7と増加する傾向がある。一方、八千代橋流域の洪水流出率の上限は、上の室橋流域及び月崎流域より小さい。上の室橋流域と八千代橋流域での洪水流出率の違いは、両流域の不浸透面積率の差異によって生じると考えられる。

図70と図71とがほぼ同じ分布傾向であることは、ほぼ山林100%に近い自然流域の月崎流域と雨水排水路の整備され都市開発の進む平地河川の上の室橋流域とで、洪水時にほぼ同じ様な洪水流出率になることを示している。両者の流域条件は大きく異なっている。月崎流域は自然流域なので、都市開発の進む流域より洪水流出率は小さいと考えられるし、また同じ自然流域なら、平地河川より山地河川は、流域の勾配も大きく流出しやすいように考えられる。同じ洪水流出率といっても両者にはどんな違いがあるのか次の項で検討する。

また、月崎流域と比較して八千代橋流域の直接流出率が小さい。八千代橋流域の不浸透面積率は小さく、上の室橋流域よりより自然に近い平地河川の流出の特徴を示すと考えられる。

4. 1. 2 降雨継続中の流出率の時間的变化

今まで述べた洪水流出率は、洪水全体について降雨量と流出量との比を表す値であり、時間的な経過は含まれない。同じような総雨量があつたとしても洪水毎に、洪水継続時間に長短があり、総流出量に含まれる流出成分は一樣でないが洪水流出率ではそれも問わない。そこで、3地点の洪水資料の中から、累加雨量・降雨パターンの似ている総雨量の大きな洪水を取り出して、洪水時の流出の様子を比較する。

(1) 解析に用いる洪水

ここでは観測資料の中から、総雨量 (上の室橋流域173mm、八千代橋流域173.5mm、月崎流域182.5mm) の大きい1981.10.22の洪水 (洪水Aと呼ぶ) を取り上げ、上の室橋流域と月崎流域での流出率の変化のパターンを調べる。洪水の前に10日以上が無降雨期間があり、先行降雨の影響はほとんどないといえる。洪水Aでは、上の室橋流域・八千代橋流域と月崎流域は総雨量・降雨継続時間ともに近い値である。また、降雨強度の変化のパターンも似ているので比較するのには適した洪水資料である。

図73に洪水Aの累加時間流出率・累加雨量・雨量・ハイドログラフ・流量対数ハイドログラフを示す。

(2) 累加時間流出率の定義

洪水時の流出率を時間を追って調べるために、流出率を式(35)に示すように、ある時刻 t において、 t までの累加雨量と累加直接流出量との比と定義する。つまり、時系列としての流出率である。4. 1. 1 で用いた洪水流出率は、洪水が終了して直接流出量が 0 になった時刻 t の累加時間流出率である。

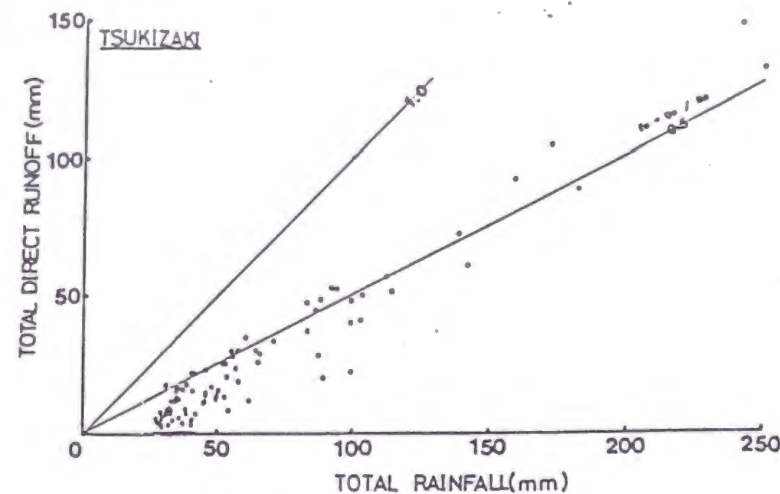


図70 総雨量と総直接流出高 (月崎)

Fig. 70 Total rainfall and total direct runoff in Tsukizaki.

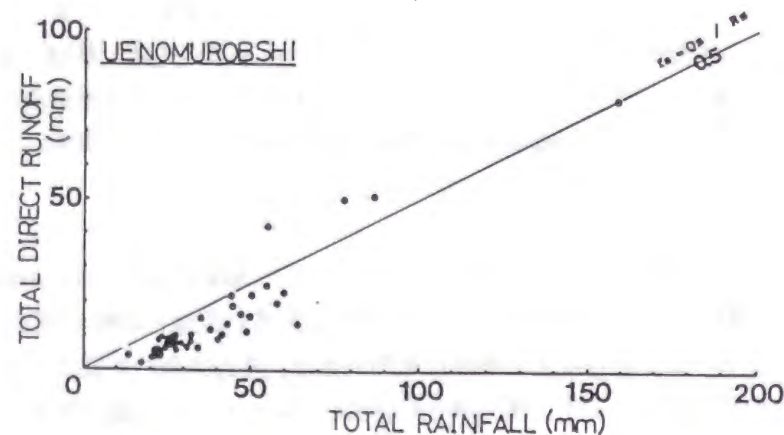


図71 総雨量と総直接流出高 (上の室橋)

Fig. 71 Total rainfall and total direct runoff in Uenomurobashi.

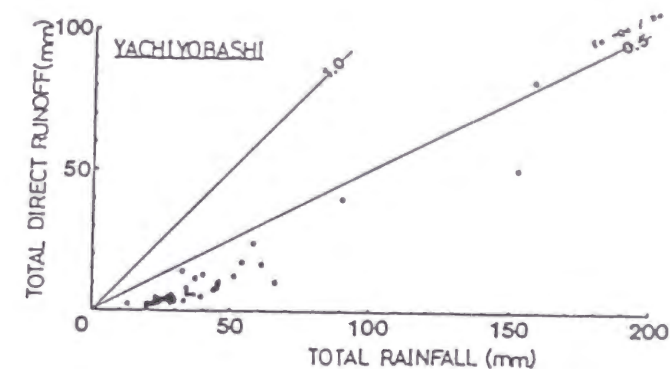


図72 総雨量と総直接流出高 (八千代橋)

Fig. 72 Total rainfall and total direct runoff in Yachiyobashi.

$$f_c(t) = \frac{\int_0^t q(t) dt}{\int_0^t r(t) dt} \quad (35)$$

ここで、

f_c : 累加時間流出率 r : 雨量 (mm/h)
 t : 降雨開始からの時刻 q : 直接流出量 (mm/h)

f_c の値は最終的に洪水流出率に落ち着く。この値は断続的な雨や降雨パターンによっても変化する。極端に河道効果等の流域条件の異なる流域同志を比較したりするには問題がある。ここでは、比較する流域の形状も似ており、降雨も20時間くらいの間に継続的に降っているので、流出率の上昇部に着目し、そのパターンを比較する。

図74には、累加時間流出率をその時の累加時間雨量と対応させて取ってある。

(3) 累加時間流出率の変化

各流域とも累加時間流出率の増加は一樣ではなく、上昇期間と安定期間を繰り返しながら階段状に増加している。累加時間流出率が増すところは、

累加雨量の増加率 < 累加流出量の増加率

であり、累加時間流出率が安定している所は、両者の増加率が同じである。降雨開始からの経過時間が6時間位の、累加雨量が小さいときに累加時間流出率が、上の室橋流域と八千代橋流域では上昇しているが、月崎流域では僅かな上昇が見られるだけである。経過時間8時間位から、累加雨量の増加とともに累加時間流出率が上の室橋流域と月崎流域とで大きく上昇する。八千代橋流域での上昇率は小さい。

累加時間流出率は、上の室では累加雨量が50mmまでに約0.23、月崎では累加雨量が80mmまでに約0.20まで上昇する。つまり、雨水排水路網からの流出のある上の室橋流域では、自然流域の月崎より少

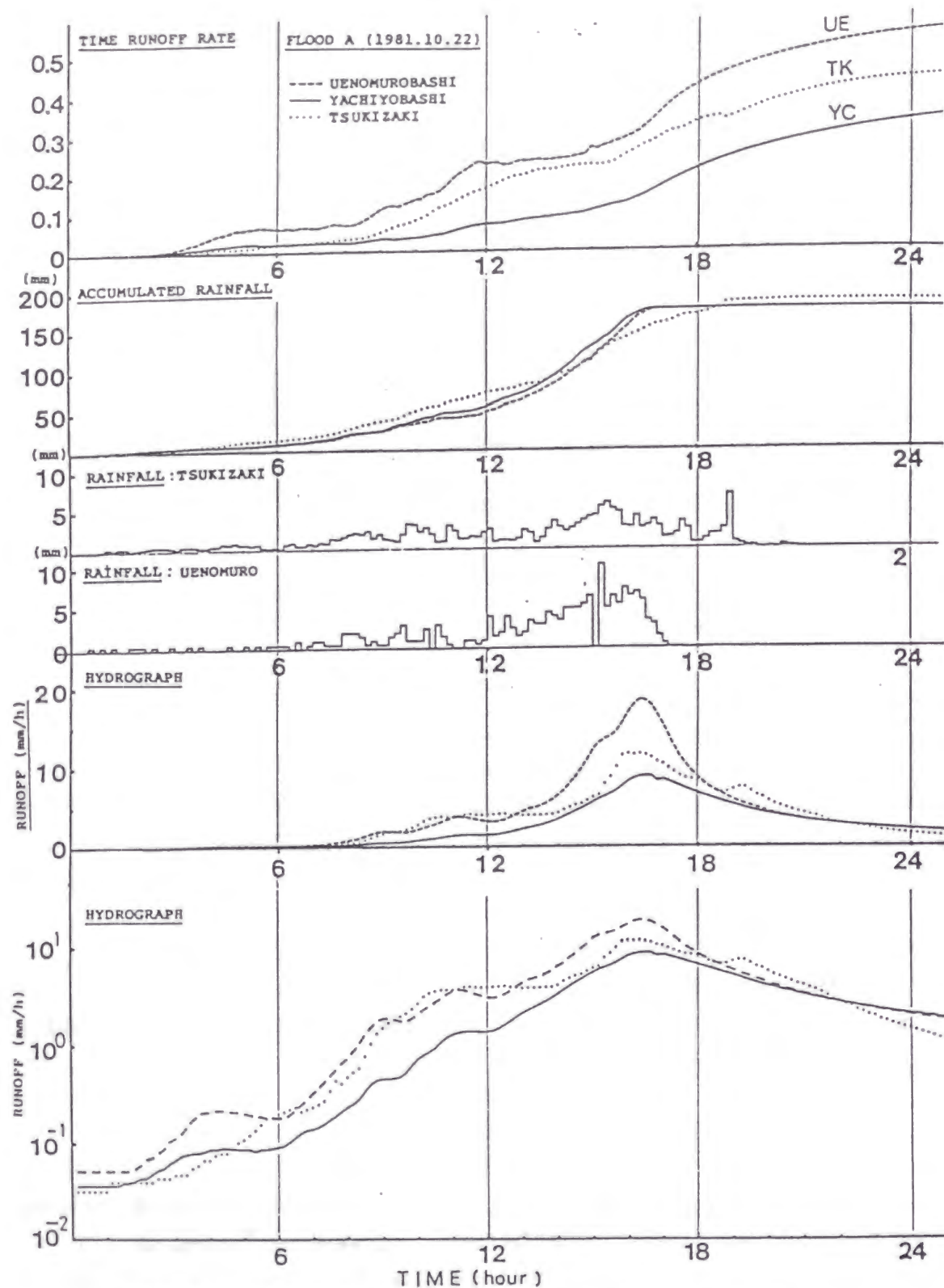


図73 洪水A(1981年10月22日)の累加時間流出率、累加雨量、雨量、ハイドログラフ及び
流量対数ハイドログラフ

Fig.73 Time runoff rate(Eq.6),accumulated rainfall intensity,hydrograph
and semi-logarithmic hydrograph of flood on October22, 1981.

ない降雨に対応して早く累加時間流出率が増加する。より自然な状態に近い八千代橋流域では、月崎流域より経過時間・累加雨量の増加に伴う累加時間流出率の増加は小さい。

ハイドログラフの減衰部では、ピーク流量直後を除くと山地河川の月崎流域の減衰が早く、平地河川の上の室橋流域・八千代橋流域の減衰は遅い。

上の室流域と月崎流域では、洪水流出率は同じような分布傾向を示した。もし上の室橋流域が自然流域なら、八千代橋流域での流出に見られるように洪水流出率も小さく、累加時間流出率の上昇率も山地河川より小さかったであろう。しかし、雨水排水路の整備された地域からの流出は、洪水流出率を大きくし、累加時間流出率の上昇率を大きくしている。

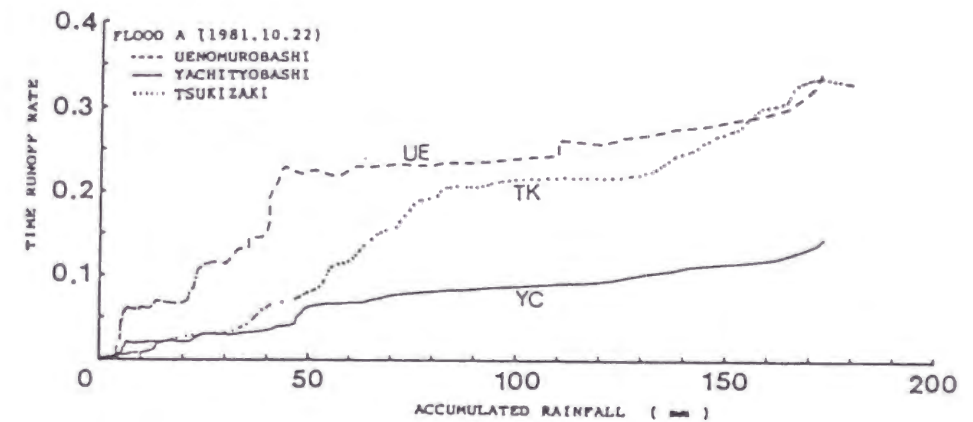


図74 洪水A(1981年10月22日)の累加雨量及び累加時間流出率

Fig.74 Accumulated rainfall and time runoff rate of flood on October22, 1981.

4. 3 ま と め

浦白川流出試験地の2流域及び筑波研究学園流出試験地の2流域の年水収支、月水収支及び洪水時の降雨流出関係を比較し、以下の結果を得た。

年水収支については、①4流域共、年降水量の増加と共に年損失量が増加する。②両試験地及び関東地方の流域面積の大きい河川の年水収支を比較すると、流域面積の大きい河川の方が、年損失量が小さくなる傾向がみられた。

月水収支については、浦白川流出試験地の2流域の平均月流出量は、ほぼ、平均月降水量の増加に比例して大きくなる。一方、筑波研究学園流出試験地の2流域の平均月降水量は、翌月に遅れて流出する量がある。

洪水時の降雨・流出関係については、①浦白川流出試験地の月崎流域、筑波研究学園流出試験地の上の室橋流域及び八千代橋流域の洪水流出率は、ほぼ0.5である。②累加時間流出率の立ち上がりの部分は、上の室橋流域が最も大きく、月崎流域及び八千代橋流域は、小さい。この理由として、上の室橋流域では、雨水排水路からの流出があり、この流出によるものと推定される。

第5節 まとめ

本章では、洪水流出特性を表す流出率、流出係数等の基本的なパラメータを浦白川流出試験地、筑波学園流出試験地を中心として研究した。

その結果、

(1) 大流域とこれに含まれる小流域との洪水流出の相互関係を解析することを目的として1次谷、3次谷、6次谷相互間で洪水の流出率、ピーク流量等を比較し、次数の増大と共に流出率は、大きくなること。

(2) ラショナル式の流出係数は、高次谷ほど降雨継続時間の増大と共に係数値が増大することが明らかとなった。

(3) 解析の結果、山地流域における洪水の流出率については、流域面積が大きくなるに従い増大すること、ラショナル式の流出係数については、大流域において降雨開始から降雨ピークまでの時間の増大とともに大きい値をとることがわかった。

さらに基準小流域（試験地）の流量を用いて、他の小流域の流量を計算し、それらを合成して大流域（二瀬橋）の流量を計算した。

(4) 火山灰地帯が明確に、その流出特性を発揮するためには少なくとも流域面積の内60%以上が火山灰地帯で占められなければならないことが明らかとなった。

(5) 表面流出の発生に関する実験

ア. 表面流出発生面積率は、降雨強度の増大と共に大きくなる。

イ. 流出率、流出係数は降雨強度の増大と共に大きくなる。

ウ. 従ってア.、イ. から表面流出発生面積率が増大すると、流出率、流出係数の値も増大する。

(6) 最近、電波の伝播経路中における屈折率と水蒸気量との間に比例関係があることが報告されている。そこでこのことを利用して、電波伝播における2周波の位相差を地上の送受信機間で約1年間観測し、気象観測による水蒸気量と比較した結果、長区間における水蒸気量の推定が可能と考えられた。

このようにして得た位相差（degree単位で示す）と水蒸気量との関係をもとめた。その結果、位相差と水蒸気量は比例関係にあることは明らかとなった。このことから電波の位相差を利用して長区間の水蒸気量を測定することが可能となった。

(7) 都市化による洪水流出の変化(石神井川流域の例)

この結果、洪水流出率および合理式の流出係数は経年的に大きく変化したとは言い難く、一方、洪水到達時間は、ほぼ1/2に短縮され、そのため石神井川流域においては、ピーク流量は増大の傾向にあ

るといえる。

(8) 自然流域と都市流域の流出特性の比較

7. 年水収支については、①各流域共、年降水量の増加と共に年損失量が増加する。②両試験地及び関東地方の流域面積の大きい河川の年水収支を比較すると、流域面積の大きい河川の方が、年損失量が小さくなる傾向がみられた。

4. 月水収支については、浦白川流出試験地の2流域の平均月流出量は、ほぼ、平均月降水量の増加に比例して大きくなる。一方、筑波研究学園流出試験地の2流域の平均月降水量は、翌月に遅れて流出する量がある。

ウ. 洪水時の降雨・流出関係については、浦白川流出試験地、筑波研究学園流出試験地の花室川流域及び蓮沼川橋流域の洪水流出率は、ほぼ0.5である。

参 考 文 献

- 1) 岸井徳雄(1977):九州地方の火山灰地帯・非火山灰地帯における諸河川の流出特性. 国立防災科学技術センター研究報告, No. 17, 1-16.
- 2) 千葉県(1971):昭和45年7月1日関東地方南部の大雨による千葉県水害報告書, 8-24.
- 3) 榎根勇(1973):水の循環. 共立出版, 120-125.
- 4) 日本第四紀学会(1977):日本の第四紀研究—その発展と現状—. 東京大学出版会, 396.
- 5) 青木佑久(1972):山地流域における洪水流出の追跡. 建設省土木研究所報告, 第143号, 27-35.
- 6) 岸井徳雄(1982):浦白川流出試験地の洪水流出特性(第2報), 国立防災科学技術センター研究報告第29号
- 7) L. K. Sherman(1932): Streamflow from Rainfall by Unit-Graph Method, Engineering News-Record.
- 8) 石原安雄・小葉竹重機(1974):小流域と大流域からの流出の相互関係. 京都大学防災研究所年報 第17号B, 471-478.
- 9) 経済企画庁総合開発局(1972):土地分類図 44. (大分県)
- 10) 経済企画庁総合開発局(1973):土地分類図 43. (熊本県)
- 11) 経済企画庁総合開発局(1974):土地分類図 45. (宮崎県)
- 12) 経済企画庁総合開発局(1971):土地分類図 46. (鹿児島県)
- 13) 経済企画庁総合開発局(1974):土地分類図 41. (佐賀県)
- 14) 気象庁(1958-1965):全国気象旬報(降水, 気温, 積雪)
- 15) 九州電力株式会社(1959-1965):流量報告書. 喜瀬川水系川上川詰/瀬淵水所.
- 16) 九州電力株式会社(1959-1965):流量報告書. 大分川水系七瀬川廻栖野淵水所.
- 17) 九州電力株式会社(1959-1965):流量報告書. 緑川水系緑川大井早淵水所.
- 18) 九州電力株式会社(1959-1965):流量報告書. 一ッ瀬川水系一ッ瀬川村所淵水所.

- 19) 九州電力株式会社(1959-1965): 流量報告書. 広渡川水系広渡川坂元測水所.
- 20) 九州電力株式会社(1959-1965): 流量報告書. 菱田川水系大鳥川倉々崎測水所.
- 21) 科学技術庁資源調査会(1969): 水資源の循環機構に関する調査報告. 科学技術庁資源調査会報告第47号, 3-22, 365-426
- 22) 岸井 徳雄(1978): 浦白川流出試験地の洪水流出特性. 国立防災科学技術センター研究報告、第20号, 17-30.
- 23) 木下武雄・中根和郎(1977): 表面流出に関する研究(その1). 国立防災科学技術センター報告, 第18号, pp35~49.
- 24) G P S ー人工衛星による精密測定システムー(1986): (社団法人 日本測量学会), ppl47-167.
- 25) 池淵周一・沢井 康(1985): 林地蒸発散の長期間にわたる時系列推定, 京都大学防災研究所年報, 第28号B-2, pp. 157-177.
- 26) 塚本 修・光田 寧(1982): 種々の湿度計を用いた水蒸気輸送量の直接測定, 京都大学防災研究所年報, 第25号B-1, pp. 283-295.
- 27) Manabe T., Furuyama Y., Ihara T. and others(1985): Measurement of attenuation and refractive dispersion due to atmospheric water vapor at 80 and 240 GHz, International Journal of Infrared and Millimeter Waves, vol. 6, No. 4, pp. 313-322.
- 28) 郵政省電波研究所電波部(1986): 40GHz以上の電波利用の研究について(4), 郵政省電波研究所. 電波部, pp. 1-84.
- 29) Deepak A and others: Atmospheric Water Vapor, Academic Press, pp. 143-201.
- 30) Liebe H. J. (1985): An updated model for millimeter wave propagation in moist air, Radio Science, vol. 20, No. 5, pp. 1069-1089.
- 31) 木下武雄(1982): 小流域からの表面流出. 第26回水理講演会論文集.
- 32) 中根和郎・矢崎 忍(1978): 表面流出に関する研究(その2)ー平地小流域における流量観測ー. 国立防災科学技術センター研究報告第20号, pp. 137-155.
- 33) 山口・益倉・山守・綿貫(1979): 市街地雨水の量的制御ー下水道と雨水貯留ー. 土木技術資料, 21-7, 45-50
- 34) 蛙川 登・北川善廣(1982): 都市化流域の洪水流出モデル. 土木学会論文報告集, 第325号, 51~59.
- 35) 橋本 健・長谷川正(1977): 土地利用変化を評価する洪水流出モデル. 土木技術資料, 19-5, 11-16.
- 36) 岸井徳雄・青木佑久(1979): 自然流域と都市流域の洪水流出特性の比較. 国立防災科学技術センター研究報告, 第21号, 1-33.
- 37) 木下武雄(1967): 都市化による流出の変化. 土木技術資料, 9-9, 12.
- 38) 水越三郎・尊田継明(1966): 急速に都市化していく地域の流出に関する調査. 建設省土木研究所資料, 201-2, 5.
- 39) 宮田 正(1969): 石神井川流域の都市化による流出変化と水害の傾向に関する考察. 地理学評論, 42-10, 667-672.
- 40) 建設省土木研究所(1972): 石神井川流域水文観測資料(昭和33年~昭和46年).
- 41) 建設省土木研究所(1979): 石神井川流域水文観測資料(その2)(昭和46~昭和52年).

- 42) 岸井徳雄(1978): 浦白川流出試験地の洪水流出特性. 国立防災科学技術センター研究報告第20号, 17-30.
- 43) 岸井徳雄(1982): 浦白川流出試験地の洪水流出特性(その2). 国立防災科学技術センター研究報告第29号, 93-101.
- 44) 岸井徳雄・中根和郎・大倉 博・佐藤照子・小西達男(1984): 筑波研究学園流出試験地の流出特性(第2報). 国立防災科学技術センター研究報告第33号, 23-68.
- 45) 木下武雄(1982): 浦白川流出試験地における流出係数・流出率の変化. 国立防災科学技術センター研究報告第27号, 13-24.
- 46) 武田 宏・岸井徳雄・中根和郎・大倉 博・佐藤照子(1982): 筑波研究学園流出試験地の流出特性(第1報). 国立防災科学技術センター研究報告第27号, 49-87.
- 47) 建設省・土木研究所(1966): 利水計画における流況把握の研究. 第20回建設省技術研究発表会.
- 48) 中野尊正(1976): 森林水文学. 共立出版, 192-195.

第3章 都市化による洪水流出特性の変化の基準に関する研究

第1節 概 説

はじめに

前節においては国立防災科学技術センターの浦白川流出試験地及び筑波研究学園流出試験地の流出特性について基礎的研究を行った。本章では、さらに数多くの流出試験地のデータを統計的に解析し、我が国全体の平均的な流出特性を自然流域及び都市流域について解析し、都市化による洪水流出特性を予測する基礎資料とする。

都市およびその近郊において開発が進行すると、今まで丘陵、林地、田畑であった地域が市街化して土地利用状況が変化し、また、河川、下水路等の排水路網が整備される。

水文学的にいえば、自然流域が都市化することにより、屋根・道路等の不浸透面積率が増大して、浸透能の低下をきたし、表面貯留と損失雨量が減少し、その結果流出総量が増大する。一方、表面粗度の減少と排水路網の増加により、流出速度の増大、すなわち洪水到達時間の短縮をもたらし、洪水ピーク流量の増大をもたらす。

このような都市化に伴う洪水流出特性の変化については、以前から数多くの研究が続けられている。

洪水流出特性に大きな影響を及ぼすもう一つの大きな要素として流域自体が本来持っている特性である地質がある。今まで地質と流出の関係について報告したものに、低水流出については虫明らによる水力開発と流域の地質についての研究¹⁾、岸井によるタンクモデルの比較研究²⁾、等があり、洪水流出についても、木村は貯留関数の有効雨量の推定法のなかに、地質の影響を考慮して、飽和雨量を地質で分類している³⁾。

以上のことから、本報告では、数多くの試験流域において観測された精度のよい降雨量および流出量の資料に基づいて、自然流域と都市流域という流域の土地利用の差異および流域の地質特性が洪水流出特性に及ぼすそれぞれの影響を論じた。検討の対象とした流域は、国立防災科学技術センターおよび建設省各地方建設局等の管理する合計23流出試験地である(表1)。洪水流出特性として、流出率、ラショナル式の流出係数、貯留関数および角屋らの提案による洪水到達時間の実用式⁴⁾の係数を調査し、これらを上記分類によって比較検討した。

これらの研究成果は、大規模宅地開発に伴う防災調節池、都市化が進む中小河川における水害防止の事業計画等のための基礎資料として大いに役立っている。

第2節 流出試験地の流域特性による分類

流出試験地を土地利用の面から自然流域と都市流域に分類し、次に表層地質の面から浸透流域と非浸透流域に分類する。最終的に4種類の流域に分類する。

2. 1 土地利用による分類

まず、土地利用調査に用いる地目としては、全国的に同一の基準で資料が得られるよう総理府統計

局の分類により、山林、原野、田、畑、池、沼、宅地、都市公園、工場用地とした⁵⁾。これら8種類の地目のうち、従来水文学上、山林地の流域表層土壌は多孔質で損失雨量が大きく、一方、市街地の宅地では不浸透面積率が損失雨量を支配する⁶⁾とされている。そこでこの二つの特徴的な地目である山林と宅地の面積率によって各流出試験地を自然流域と都市流域に分ける。その基準は山林・原野が70%以上の流域を自然流域とし洪水ピーク流量が変化し始めるとされる宅地20%以上⁴⁾の流域を都市流域とした。その際の地目調査時点は各流出試験地の洪水観測期間を代表する時点における土地利用地目調査結果を採用したものであり、調査時点は1970年から1978年の間にある。以上の分類の結果、自然流域と定義される流出試験地は、16箇所である。都市流域は7箇所計23箇所の流域を対象として選んだ。

表1 流出試験地の概要
Table.1 Summary of experimental basins

		流出試験地名	流域面積 (km ²)	主たる表層地質	土地利用(%)				所在 都道県名
					山林	田	宅地	その他	
自然流域	浸透流域	裏筑波(山口川)	3.12	風化花崗岩	100	0	0	0	茨城
		諸木川	1.24	風化花崗岩	83	3	4	10	広島
		多摩ニュータウン (南大沢)	0.97	第四紀火山岩または火山噴出物	69	10	2	19	東京
		多摩ニュータウン (別所)	0.93	第四紀火山岩または火山噴出物	70	13	3	14	東京
		裏筑波(祖父ヶ峰)	0.16	風化花崗岩	100	0	0	0	茨城
	非浸透流域	鹿曲川	50.0	第三紀層	77	9	3	11	長野
		黒部川	18.2	古生層(飛騨変成岩)	100	0	0	0	富山
		浦白川(月崎)	8.6	第四紀層(上総層群)	94	4	1	1	千葉
		奥野井谷川	8.0	古生層	100	0	0	0	徳島
		笊川(鈎取橋)	6.37	第三紀層	82	5	12	1	宮城
		平城ニュータウン(No.2)	2.56	第三紀層	73	16	3	8	奈良
		笊川(佐保山)	1.97	第三紀層	98	2	0	0	宮城
		平城ニュータウン(No.3)	1.91	第三紀層	73	16	0	11	奈良
		平城ニュータウン(No.1)	1.87	第三紀層	68	16	3	13	奈良
		平城ニュータウン(No.3')	1.75	第三紀層	73	16	0	11	奈良
都市流域	浸透流域	石神井川(根村橋)	47.98	第四紀火山岩または火山噴出物	0	0	82	18	東京
		石神井川(上石神井)	16.48	第四紀火山岩または火山噴出物	0	0	81	19	東京
		多摩ニュータウン(永山)	0.028	第四紀火山岩または火山噴出物	0	0	100	0	東京
	非浸透流域	庄内川(植田川)	17.99	第三紀層(鮮新世)	18	7	33	42	愛知
		庄内川(山崎川)	13.48	第三紀層(鮮新世)	11	0	84	5	愛知
		平城ニュータウン(No.5)	0.36	第三紀層	0	0	72	28	奈良
		笊川(ひより台)	0.32	第三紀層	0	0	100	0	宮城

2. 2 表層地質による分類

さらに、これらの対象流域を表層地質によって浸透流域と非浸透流域に分ける。その理由としては、貯留関数法の有効雨量の推定法に見られるように第四紀火山岩地帯と非第四紀火山岩地帯とでは、経験的にその飽和雨量に大きな差異が認められる³⁾ こと、また、水力発電所の資料によると、その上流域の地質が第四紀火山岩である場合はその湧水流出高が $2\text{mm}/\text{日}$ 以上で最も大きく、次いで風化花崗岩地帯が $1.5\text{mm}/\text{日}$ で大きいこと¹⁾ などの事実から、地質によって流域の洪水流出性状、すなわち、その浸透性が大きく異なると推定されるからである。

これらのことから本研究では、条件を単純化して浸透流域・不浸透流域の2つに分け、浸透流域は第四紀火山岩（火山噴火物を含む）や風化花崗岩で流域のほとんどが被われている流出試験地と規定し、関東ロームで被われている多摩ニュータウン、風化花崗岩地帯の裏筑波、諸木川等がこれに属する。非浸透流域は、浸透流域以外の流域とし、それには、第三紀層で被われている庄内川流出試験地、日本列島の最古の土台とされる飛騨変成岩が流域の大半を占める黒部川流出試験地等がこれに属する。浦白川流域も第四紀の上総層群と呼ばれる砂質泥岩で被われ、比較的浸透性の小さい非浸透流域である。以上のように分類すると自然流域のうち、浸透流域は5箇所、非浸透流域は11箇所であり、都市流域のうち、浸透流域3箇所、非浸透流域4箇所となる。

これら、表層地質、土地利用等を流出試験地毎に整理したのが表1である。

各流出試験地の流域面積は同表中に掲げるとおりで、すべて中小河川流域であるが、それ故に、地質、土地利用等が単純であるので、以下に述べる諸河川の流出特性比較・検討には好都合である。

第3節 試験流域の流出特性

3. 1 洪水流出率

3.1.1 流出率と流域特性および総雨量との関係

ここでは、各流出試験地の洪水資料から、流出率と総雨量の関係を自然流域・都市流域（流域の開発度）および浸透流域・非浸透流域（流域地質）について総括的に調べる（図1～図8）。図1～図2は、総損失雨量と総雨量の関係を示したもので、総損失雨量 R_L (mm) は、総雨量 R_T (mm) から総直接流出高 Q_d （流域面積で除してmm単位で表わす。以下同じ）を差し引いたものである。総直接流出高は、洪水ハイドログラフの立ち上がり点から、時間軸に平行な直線を引き、その直線以下の基底流出分を除いた総流出高である。なお、総雨量（一雨雨量）は、降雨開始より、ハイドログラフの低減部流量が初期（立ち上がり）流出量に等しくなる時点までの時間(T)内の積算値とする。図中の総雨量の軸と45度の角度をもつ直線は、総雨量と総損失雨量が等しい状態、すなわち流出率が0の状態を表わす。

図1は、自然流域の16流域、総計181洪水（1961年～1977年の観測期間）を対象にしたもので、この図において、45度の直線と図中の点は、総雨量の増加とともに、総雨量がほぼ80mmの付近で離れ始め、この値は、少なくとも流域のある部分で洪水流出が生じ始める総雨量の値である。また、総雨量が200mm以上になってもおおむね50mm～100mm以上の総損失雨量があることが判る。そして各点は、全体として、45度の直線（流出率=0）から総雨量の座標軸（流出率=1）まで広く分散し、自然流域の多様性が推定される。

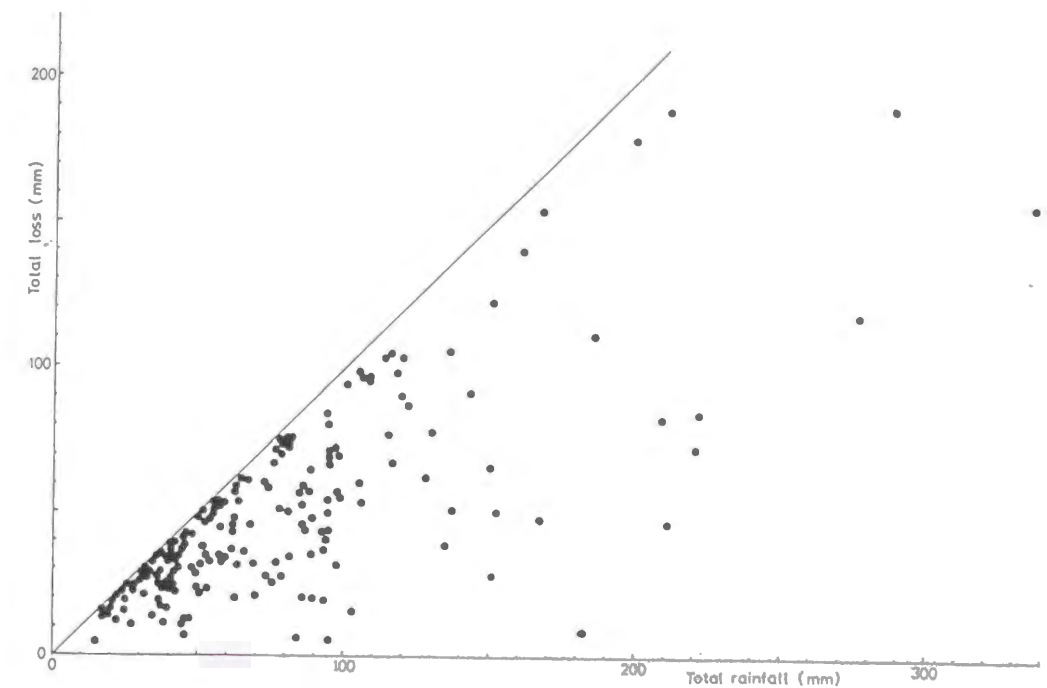


図1 総損失雨量と総雨量との関係、自然流域

Fig.1 Relation between total amount of rainfall loss and total rainfall on natural basins.

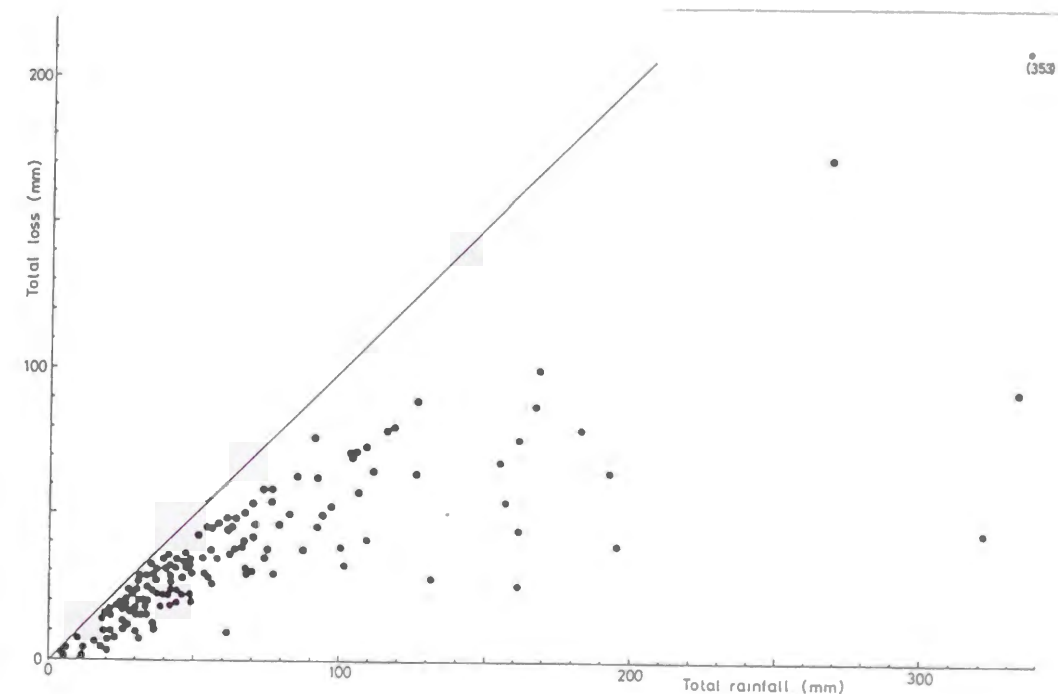


図2 総損失雨量と総雨量との関係、都市流域

Fig.2 Same as Fig.1 except urbanized basins

図2は、都市流域の7流域、総計160洪水（1958年～1977年の観測区間）を対象としたもので、ある総雨量での流出率の最大値は、ほぼ40mm以上で45度の直線と離れ始めており、都市流域では、総雨量40mm以上で、少なくとも流域において洪水流出が生じ始めることを表わしている。また、総雨量の増加とともに各点は全体として総雨量の座標軸に近づく、すなわち、総雨量の増加に伴って総損失雨量の増加率が減少していく傾向がみられる。さらに、自然流域に比べると点の集合は、45度の直線と総雨量の座標軸の間のある範囲、流出率で0.4～0.8の間に集中しており、都市流域では、自然流域に比し、流域毎のばらつきが少なくなり、降雨の損失機構の差が小さくなっていることが推定される。

図3～図12は、流出率と総雨量との関係を示したものである。ここで、流出率（runoff ratio） f_T とは、前述した、 Q_D 、 R_T により

$$f_T = Q_D / R_T \text{ ----- (1)}$$

で定義したものである。ただし、実用上、洪水を対象とすることを考慮して、総雨量が50mm以上のものについてその流出率を調べたものである。その結果、対象洪水は、自然流域、132例、都市流域、71例となった。

図3は、自然流域の全流域（浸透流域と非浸透流域を合わせたもの。以下同じ）の流出率を示す。流出率は0.03から1.0に近い値まで広く分布している。しかし浸透流域（自然流域）のみについては図4で明らかなように、流出率は総雨量が300mm近くでも0.6以下で大半は0.3以下である。一方、図5の非浸透流域（自然流域）のみの流出率は、下限値（ある総雨量に対するその時の流出率の最小値）が0.15で上限値（ある総雨量に対するその時の流出率の最大値）は1.0近くまで広く分布している。流出率の下限値は、浸透流域に比較し大きく、総雨量の増大とともに増加している。例えば総雨量100mmで0.3、200mm以上で0.5以上という増加を示しており、これから総雨量200mm以上の洪水では、総損失雨量は総雨量の1/2を越えないといえる。

図6は、都市流域の全流域の流出率と総雨量の関係である。自然流域の場合の図3と比較し、流出率の値は、0.1から0.9までとややまとまった範囲にあり、その下限値も総雨量100mmで0.13、200mmで0.26と漸増傾向がはっきり出ている。さらに図7の浸透流域（都市流域）のみをみると流出率は、0.13から0.55のまとまった範囲にある。また、下限値は自然流域の浸透流域のそれに比し大きく総雨量とともに漸増傾向にある。このことは、宅地等の不浸透面積率の増大による影響が、わずかであるが出ているためであろう。図8は非浸透流域（都市流域）を対象としたものである。明らかに総雨量とともに、流出率は増加傾向を示し、その傾向は上限値より下限値に顕著に出ており、総雨量100mmで0.3、200mmで0.5となっている。

図9～図12は、代表的な流域について、個別に流出率と総雨量との関係を示したものである。これらの図から、黒部川流出試験地の例でも明らかなように自然流域の非浸透流域（図5）では、都市流域（図6）に比較して同程度あるいはそれ以上の流出率を生ずることがわかる。また、自然流域の浸透流域である裏筑波流出試験地の例のように総雨量が200mm以上においても流出率は0.15以下の値をとり、その総損失雨量は200mm以上と推定されるような例も見うけられる。個々の流域例を示す図中の実線は、流出率の上限値を結んだ包絡線であり、その流域である総雨量に対して起こりうる最大の流出率（ただし、観測された期間内の洪水に限る）を表わす。これを総雨量との関係でみると、裏筑波流出試験地（図9）、多摩ニュータウン（氷山）流出試験地（図12）のような浸透流域では、総雨

量50mmまで流出率は増加傾向がみられるが、それ以上においては、一定値近くなっていることが認められる。

一方、黒部川流出試験地（図10）、庄内川（山崎川）流出試験地（図13）等の非浸透流域の例では、総雨量の増加とともに包絡線は上昇カーブを描いており、流出率の増大は顕著に表われている。このことは下限値についても明らかであり、特に総雨量100mm以上について著しく、この傾向は非浸透流域全体（図5、図8）においても認められる。すなわち、非浸透流域では、総雨量が100mmを超えると流出率の下限値が大きく増加している。換言すれば、総雨量が100mmを超えれば総損失雨量 R_L が総雨量 R_T に対して小さくなると言える。

なお、都市流域においては、不浸透面積率が流出率と等しい値をもつという考え方⁶⁾がある。これは、不浸透面以外の地表面に降った雨は、すべて損失雨量となるという考えに基づいている。これを、流出率～総雨量の図面上にプロットするとその点は、総雨量の軸に平行（流出率＝不浸透面積率の線上）に並ぶはずであるが、ここで論じた庄内川流出試験地のような非浸透流域では、流出率は一定でなく、総雨量とともに増加する傾向がある。

3.1.2 流出率のまとめ

3.1で流出率と流域特性との関係を概括的に調べたが、本節では、図3～図8において対象とした同一洪水を対象として、その流出率の平均値等が総雨量および流域特性によってどのような値をとるかを調べた。その結果が表2～表3である。ここでは、流出率を統計的に処理して0%から100%までの超過率として表わす。このようなまとめ方をしたのは、流出率が、図3～図8でみられたように、自然流域・都市流域、浸透流域・非浸透流域ごとに、総雨量によって一定の傾向を示してはいるものの少なからず、ばらついている。そこでこれを今後の便宜をも考慮し、超過率を用いて定量的に表現しようとしたものである。

その手法を、表2の自然流域のうちの全流域を例にとって説明する。まず、図3で対象となった洪水の流出率の全個数を N とする。超過率20%の欄には、流出率の上位から0.2 N 番目の流出率の値を示してある。従って超過率0%の流出率というのは、図3でプロットされている流出率のうち最大値を指し、超過率100%の流出率とは、同じくその最小値である。確率論で使われる説明に従えば、流出率 x の頻度分布を作り、その分布を関数形で表したものを確率密度関数 $f(x)$ とすると流出率がある a 値を超える確率 P （ここで言う超過率）は

$$P = \int_a^b f(x) dx \text{ ----- (2)}$$

$$\left(\text{ここで、} \int_0^b f(x) dx = 1 \right)$$

ここで、積分区間 b は、流出率を対象とするときは、 $b=1$ 、流出係数のときは最大値とする。ここで P を百分率で表わし、各分類流域ごとに、 P に対応する流出率 a の値を一覧表にしたのが表2、表3であるとも言える。また、同表の最下段の平均値とは、各対象流域（自然流域および都市流域の全流域・浸透流域・非浸透流域）の全対象洪水の流出率の平均値である。

表2 流域特性と流出率, 総雨量50mm以上

Table. 2 Runoff ratios in each type of basins in case of over 50mm in total rainfall

流域特性 超過率	自然流域			都市流域		
	全流域	浸透流域	非浸透流域	全流域	浸透流域	非浸透流域
0%	0.00	0.61	0.99	0.86	0.54	0.87
10%	0.67	0.45	0.72	0.72	0.44	0.80
20%	0.58	0.25	0.65	0.62	0.40	0.66
30%	0.48	0.19	0.58	0.53	0.35	0.62
40%	0.41	0.14	0.50	0.46	0.33	0.55
50%	0.34	0.12	0.44	0.40	0.30	0.47
60%	0.28	0.10	0.39	0.30	0.26	0.43
70%	0.19	0.095	0.36	0.32	0.25	0.37
80%	0.11	0.075	0.32	0.26	0.21	0.32
90%	0.075	0.060	0.26	0.22	0.18	0.27
100%	0.035	0.035	0.16	0.13	0.13	0.17
平均值	0.350	0.169	0.475	0.415	0.299	0.495

これら2表の流出率のうち20%値、平均値、80%値を取り出し、各分類流域の流出率の差異を比較、図示したのが、図13～図17である。そのうち、図13～図15は、自然流域と都市流域の比較であり、一方、図16～図17は、浸透流域と非浸透流域の比較である。図13は、浸透流域と非浸透流域を区別せずに両流域合わせて、自然流域（図中記号、N）、都市流域（同、U）の流出率を、総雨量（同、R）が50mm以上の洪水について示したのが、左側の図であり、総雨量100mm以上の洪水のみを対象として流出率を求めたのが右側の図である。図中●印は超過率20%での流出率の値、○印は同じく80%での値、△印は平均値である。以下の図13～図17の記号は共通である。

この図から、総雨量50mm以上の洪水に対しては、自然流域では流出率の平均値は0.35で、都市流域では0.42であり、総雨量100mm以上の洪水に対しては、同じく、自然流域では0.36、都市流域では0.52といずれの場合も都市流域の流出率が大い。

表3 流域特性と流出率, 総雨量100mm以上

Table. 3 Same as Table. 2 except 100mm in total rainfall

流域特性 超過率	自然流域			都市流域		
	全流域	浸透流域	非浸透流域	全流域	浸透流域	非浸透流域
0%	0.95	0.61	0.95	0.86	0.41	0.86
20%	0.62	0.36	0.72	0.68	0.40	0.73
80%	0.12	0.10	0.41	0.33	0.30	0.41
100%	0.06	0.06	0.35	0.13	0.13	0.31
平均值	0.360	0.207	0.589	0.520	0.315	0.606

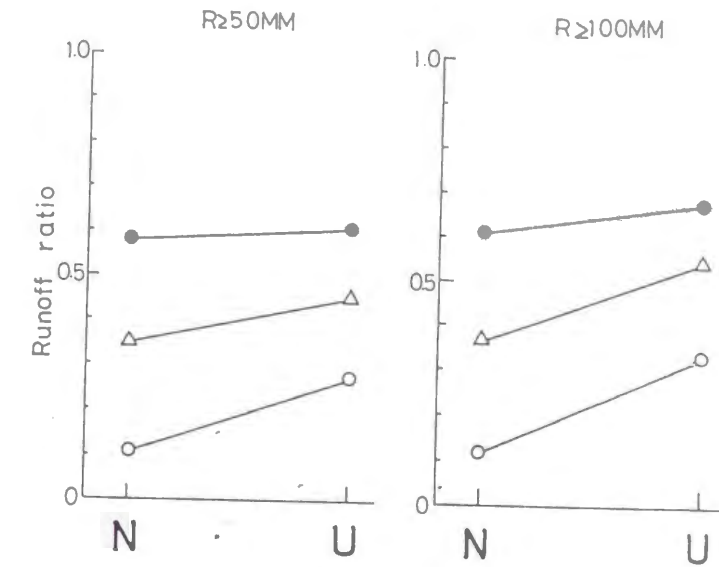


図13 流出率と流域の開発度との関係, 全流域

Fig. 13 Relation between runoff ratio and stage of urbanization on all basins.

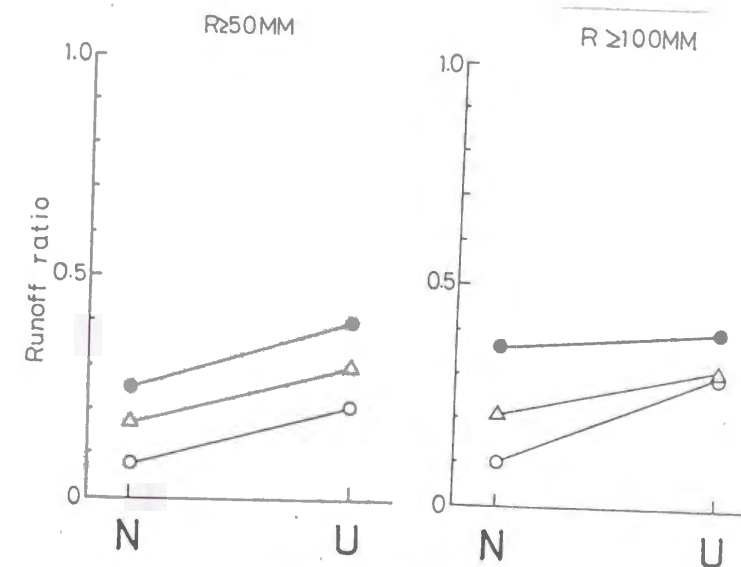


図14 流出率と流域の開発度との関係, 浸透流域

Fig. 14 Same as Fig. 13 except basins of high permeability

図14は、浸透流域のみについて比較したものであり、自然流域と都市流域の流出率の差が明らかであるが、図15非浸透流域のみでの比較では、流出率の値は大きい、自然流域と都市流域の差はほとんどみられない。すなわち、非浸透流域が都市化すると仮定した場合、その前後の流出率には大きい変化がないと予測される。

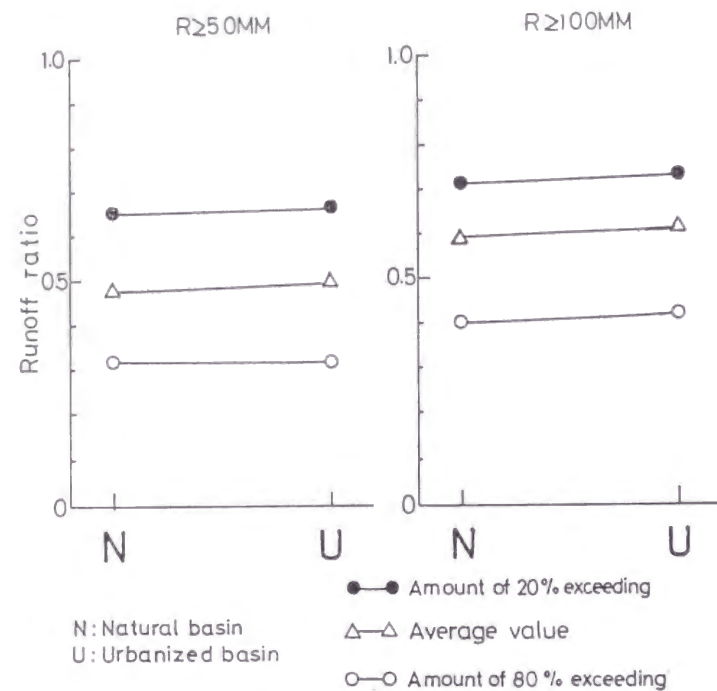


図15 流出率と流域の開発度との関係、非浸透流域

Fig. 15 Same as Fig. 13 except basins of low permeability

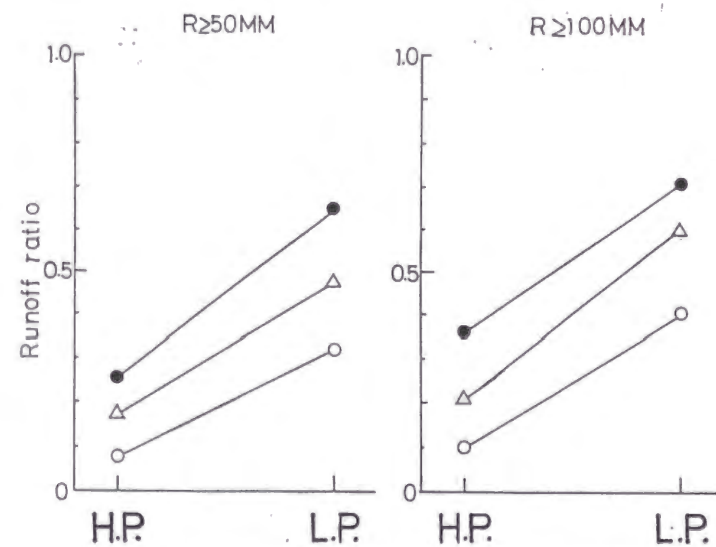


図16 流出率と流域の浸透性度との関係、自然流域

Fig. 16 Relation between runoff ratio and permeability on natural basins.

図16と図17は、流域の浸透性の差異による流出率の違いを示したもので、明らかに、浸透流域と非浸透流域の間に大きな差がある。さらに詳しく調べ、自然流域で総雨量 50mm以上の洪水に対する浸透流域と非浸透流域の流出率の平均値での差は0.31、都市流域のそれは、0.20で自然流域の値より小さく、浸透流域の方が都市化による影響が大きいことがわかる。また、自然流域と都市流域の流出率の平均値の差が $0.42 - 0.35 = 0.07$ 又は、 $0.52 - 0.36 = 0.16$ であることをみると、都市化に伴う洪水流出率の増加は、地質の差異による洪水流出率の差異に比べて必ずしも大きいとはいえない。

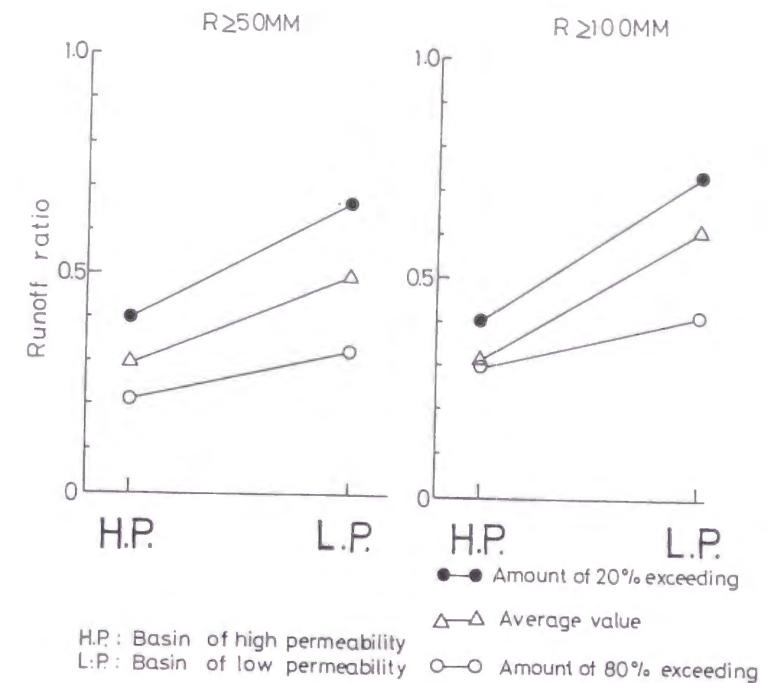


図17 流出率と流域の浸透性との関係、都市流域

Fig. 17 Same as Fig. 16 except urbanized basins

3. 2 流出係数

ラショナル式は、周知のように

$$Q_p = \frac{1}{3.6} \cdot f_p \cdot r \cdot A \quad (3)$$

の形をしており、ニューヨークの下水道のピーク流量を計画する際に使われたのが始まりといわれている。

ここで、

Q_p ; ピーク流量 (m^3/s)、 f_p ; 流出係数、 r ; 洪水到達時間内平均降雨強度 (mm/hr)、 A ; 流域面積 (km^2) である。

流出係数 (runoff coefficient) は、流域の土地利用、降雨強度、流域の河川・下水路等の排水路網、流域の勾配等によって異なる値をとるものとされ、従来は物部の提案した値⁷⁾が、一般に使われ、その資料も大河川を中心としたものとされる。

ここでは、3で検討した23流出試験地の洪水、すなわち、比較的小河川の洪水を対象にし、自然流域と都市流域の流出係数を調査する。

流出係数は(3)式から求めるが、この場合の洪水到達時間内平均降雨強度を算定するための洪水到達時間は、次のようにした。各流出試験地で観測された各洪水ごとに降雨ピークとピーク流量との時間差を求め、その2倍を各洪水毎の洪水到達時間とし、その流出試験地における全洪水例の平均値を当該流出試験地の洪水到達時間とした。この洪水到達時間を用いて各流出試験地の各洪水ごとに流出係数を求めた。洪水到達時間を求める方法はほかにもいくつか提案されている。その1例として、角屋らの提案による方法については、その解析結果を6に述べる。

3. 2. 1 流出係数と流域特性、総雨量および洪水到達時間内平均降雨強度との関係

図18～図23は全流出試験地の総雨量が50mm以上の洪水の流出係数を総雨量との関係で示したものである。図18は自然流域の全流域を対象としたものである。流出係数は0近くから1まで広く分布しており、1.0を越える場合もあることがわかる。

図18を浸透流域（図19）と非浸透流域（図20）に分けてみると特徴がはっきりする。浸透流域（自然流域）では、流出係数の上限は0.6であり、0.2以下の洪水が多いこと、総雨量の増大と共にそれ程流出係数は増加しないことがわかる。これは前述のように、総雨量が200mm程度でも相当の浸透域が存在し、それだけピーク流量に寄与する直接流出成分が少ないことによるものであろう。

非浸透流域（自然流域）では、流出係数は総雨量と共に全体として増加しており、下限値も総雨量が100mmまでは0.2で200mm以上では、0.6以上となる。また、流出係数が1以上の値をとる洪水も生ずることがあるが、洪水継続期間の採り方、流域地形、降雨域の移動等による影響等が考えられる。

図21は、都市流域の全流域を対象としたもので、自然流域（図18）に比べ、平均的に流出係数が大きいこと、総雨量の増大とともに増大する傾向があること等が明らかである。

図22は、浸透流域（都市流域）を対象としたものであるが、自然流域（図19）に比べ、流出係数の平均値、下限値が大きいことおよび総雨量の増大と共に下限値がやや増加している傾向が認められる。

図23は、自然流域の非浸透流域について前述した傾向と非常に似ている。そして、総雨量の増大と共に流出係数が増加する（図20、図23）ことは、表層が飽和状態に近づく程、流出係数が大きくなるという傾向を表わしていると言えよう。

次に、流出係数と洪水到達時間内平均降雨強度の関係が図24から図29である。ただしいずれも洪水到達時間内平均降雨強度は10mm/hr以上を対象とした。図24は自然流域の全流域を対象としたものである。流出係数は0から1.0以上まで広く分布して、洪水到達時間内平均降雨強度（以下、降雨強度とする）との関係は明らかではない。

図25の浸透流域（自然流域）を対象としたものでは、流出係数は0.5以下である。

図26は非浸透流域（自然流域）を対象としたもので、全体的に流出係数は降雨強度の増大と共にやや増大している傾向がある。降雨強度が30mm/hr以下であっても流出係数にばらつきがある。

図27、図28、図29は、都市流域を対象としたものであるが、傾向は、前述した、図24、図25、図26にそれぞれ相似対応している。異なる点は、流出係数の平均値は都市流域の方が自然流域より大きいことである。

図30から図33は、代表的な流域について個別に流出係数と降雨強度の関係を示したものである。

図30と図31を比べると、自然流域においても浸透流域である裏筑波流出試験地と非浸透流域である黒部川流出試験地とでは明らかな差がある。裏筑波流出試験地では、降雨強度40mm/hr程度でも流出係数は、0.2以下であり、一方、黒部川流出試験地では、下限値が0.3で大半が0.5以上を示す。

都市流域の多摩ニュータウン（氷山）流出試験地（図32）の例では、流出係数は、降雨強度100mm/hr程度でも0.5以下であり、一方、庄内川（山崎川）流出試験地（図33）は下限値で0.2で、明らかに多摩ニュータウン流出試験地より平均値は大きい。

図18から図33までの例で流出係数が1.0を越える洪水があった。流域の分類では、非浸透流域に属する流出試験地がほとんどであり、筑川（鈎取橋、佐保山、ひより台）流出試験地、庄内川（植田

川、川崎川）流出試験地、平城ニュータウン流出試験地、黒部川流出試験地等がこれに属する。

今までに流出係数が1.0を越えた洪水例として、神流川⁸⁾、仁淀川⁹⁾等の例が報告されており、必ずしも起り得ない現象とはいえない。前述の非浸透流域でそのような例を調べると、まず、洪水ハイドログラフの立ち上がり以前の5日間雨量が約50mm程度以上で洪水継続時間の長い洪水の例が多く、その他、2山洪水あるいはある程度の前期5日間雨量の後に短時間強雨がある場合等であった。

3. 2. 2 流出係数のまとめ

「3. 1. 2 流出率のまとめ」と同じ方法によって分類流域ごとに超過率に対応する流出係数平均値をまとめたのが表4～表6である。これらの表を図示したのが図34～図38である。記号はすべて3. 1で説明したものと同じである。ただし、降雨強度rが10mm/hr以上の洪水を新たに対象に加えて3様の流出係数を検討した。この降雨強度と流出係数の関係図は、降雨強度別に分けて図示する方法も考えられるが、これまでの検討で流出係数が降雨強度の増大とそれほどよい相関が見出せなかったので、降雨強度10mm/hr以上の一つの例に限ることとし、これらの表の20%平均値、80%値をとりだし、各分類流域の流出係数差異を比較図示したのが図34～図38である。図34は、全流域を対象にしたものであり、自然流域と都市流域では流出係数は明らかに差が見られ、総雨量100mm以上では、平均値において0.23の差がある。さらに図35の浸透流域を対象にすると流出係数の平均値は都市流域においても0.5以下にとどまる。しかし、自然流域と都市流域の差は、総雨量50mm以上の場合で0.28と明らかである。

図36は非浸透流域を対象とした流出係数であり、自然流域と都市流域では、降雨強度10mm/hr以上の場合でも流出係数の差は0.1と大きな差がみられない。また、図35と比較すると、20%値と80%値の差は、非浸透流域で0.3以上で大きく、洪水によって流出率が大きく変動するが、浸透流域ではその差が0.3以下と変動幅が小さい。

図37と図38は浸透流域と非浸透流域の比較を行なったもので、図34～図36と比べれば明らかなように、自然流域と都市流域という開発度（土地利用等）の差よりも、流域の浸透性（地質）が流出係数に非常に顕著な差異をもたらすことがわかる。

表4 流域特性と流出係数、総雨量50mm以上

Table4 Runoff coefficients in each type of basins
in case of over 50mm in total rainfall

流域特性 超過率	自然流域			都市流域		
	全流域	浸透流域	非浸透流域	全流域	浸透流域	非浸透流域
0%	1.79	0.58	1.79	1.92	1.21	1.92
10%	0.93	0.35	1.00	0.94	0.72	1.11
20%	0.63	0.23	0.86	0.72	0.62	0.85
30%	0.53	0.20	0.70	0.69	0.51	0.72
40%	0.44	0.15	0.58	0.60	0.48	0.67
50%	0.35	0.11	0.52	0.55	0.38	0.63
60%	0.28	0.09	0.45	0.45	0.37	0.60
70%	0.20	0.09	0.39	0.41	0.34	0.47
80%	0.11	0.07	0.33	0.35	0.29	0.45
90%	0.08	0.06	0.28	0.29	0.24	0.35
100%	0.03	0.03	0.23	0.13	0.13	0.29
平均値	0.419	0.184	0.601	0.581	0.464	0.665

図37と図38を比較すると、都市流域の方が自然流域より直線の勾配が小さい。このことは、都市流域は自然流域に比べれば浸透性（地質）の影響が少ないといえ、浸透流域といえども都市化により不浸透面積が増え、わずかであるが非浸透流域に似てくるためであろう。都市流域における流出係数が、明らかに自然流域における流出係数よりも大きいことが確かめられた。さらに、後述するように、都市流域の方が洪水到達時間が自然流域よりも短いことを加味すれば、同一の降雨があった場合でも都市流域におけるピーク流出高は自然流域に比べて、流出係数の増加以上に増加すると言える。

表5 流域特性と流出係数, 総雨量100mm以上

Table.5 Same as Table.4 except 100mm in total rainfall

流域特性 超過率	自然流域			都市流域		
	全流域	浸透流域	非浸透流域	全流域	浸透流域	非浸透流域
0%	1.32	0.34	1.32	1.92	0.51	1.92
20%	0.80	0.32	1.00	0.85	0.51	0.95
80%	0.13	0.09	0.51	0.41	0.24	0.60
100%	0.06	0.06	0.28	0.13	0.13	0.28
平均值	0.435	0.178	0.747	0.661	0.333	0.755

表6 洪水到達時間内平均降雨強度10mm/hr以上

Table.6 Same as Table.4 except rainfall intensities within the time of concentration over 10mm/hr

流域特性 超過率	自然流域			都市流域		
	全流域	浸透流域	非浸透流域	全流域	浸透流域	非浸透流域
0%	1.42	0.49	1.42	2.03	0.62	2.03
10%	0.99	0.35	0.99	0.99	0.49	1.19
20%	0.68	0.27	0.93	0.83	0.39	0.96
30%	0.56	0.21	0.88	0.69	0.37	0.80
40%	0.37	0.18	0.63	0.60	0.33	0.70
50%	0.34	0.13	0.56	0.49	0.29	0.60
60%	0.24	0.12	0.48	0.42	0.28	0.58
70%	0.20	0.10	0.38	0.37	0.25	0.46
80%	0.14	0.09	0.34	0.30	0.20	0.42
90%	0.09	0.03	0.29	0.22	0.14	0.35
100%	0.02	0.02	0.19	0.11	0.11	0.15
平均值	0.398	0.167	0.600	0.577	0.366	0.706

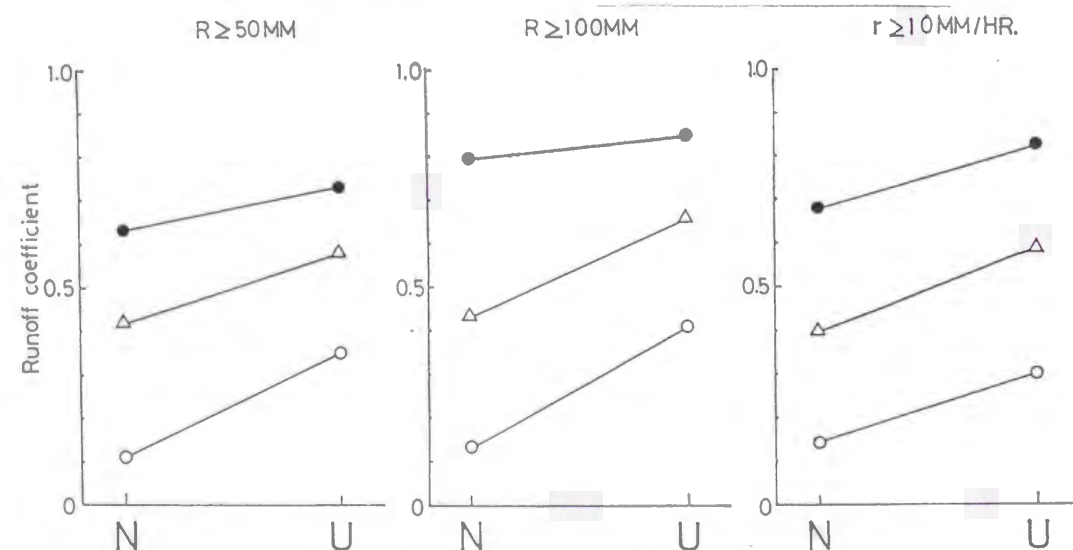


図34 流出係数と流域の開発度との関係, 全流域

Fig.34 Relation between runoff coefficient and stage of urbanization on all basins

図34 流出係数と流域の開発度との関係, 全流域

Fig.34 Relation between runoff coefficient and stage of urbanization on all basins

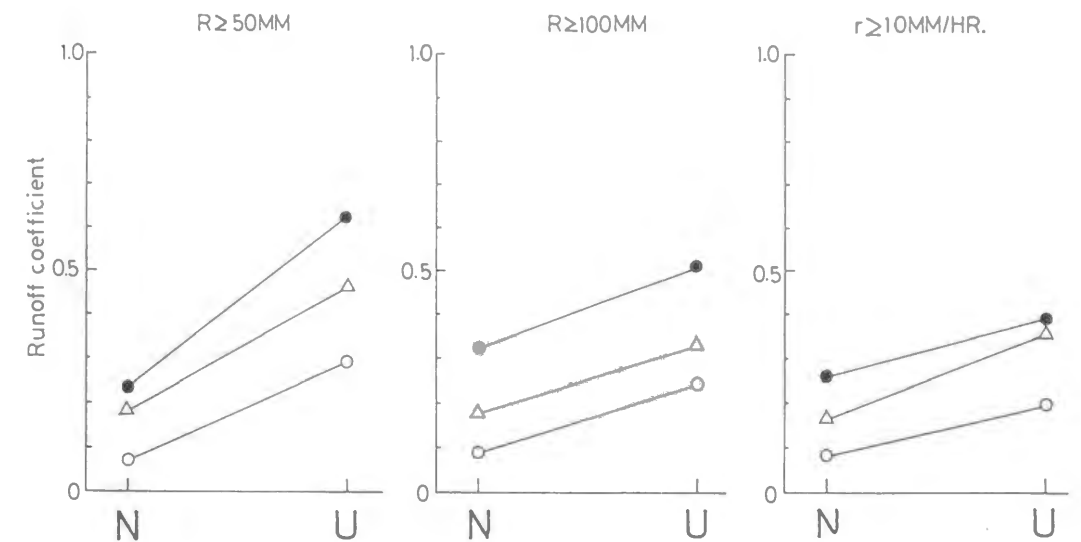
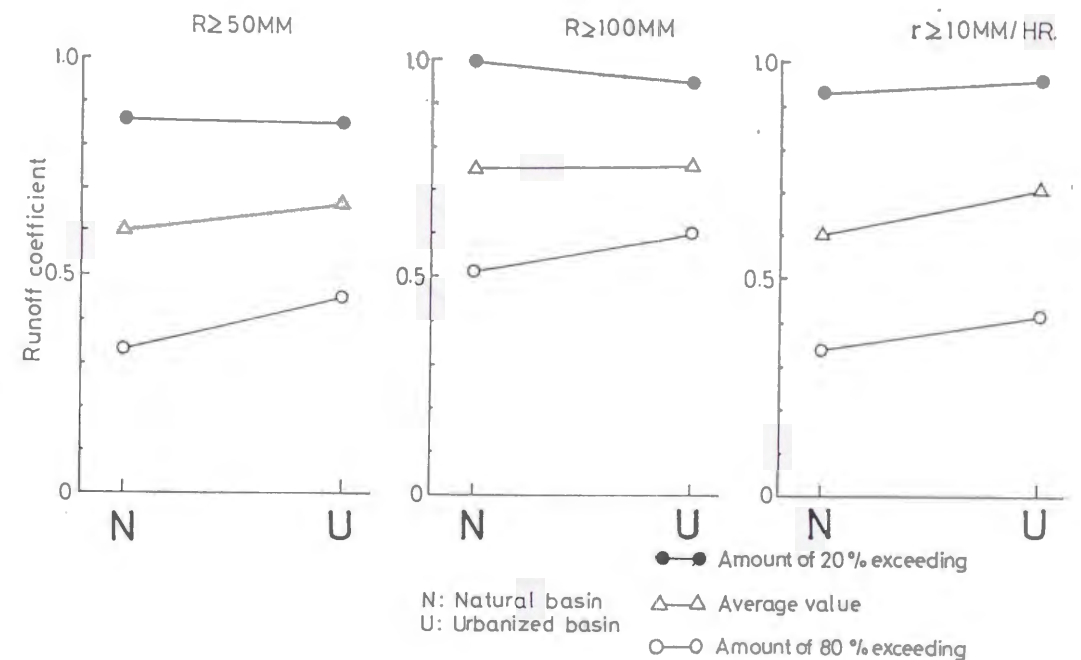


図35 流出係数と流域の開発度との関係, 浸透流域

Fig.35 Same as Fig.34 except basins of high permeability



N: Natural basin
U: Urbanized basin
●—● Amount of 20% exceeding
△—△ Average value
○—○ Amount of 80% exceeding

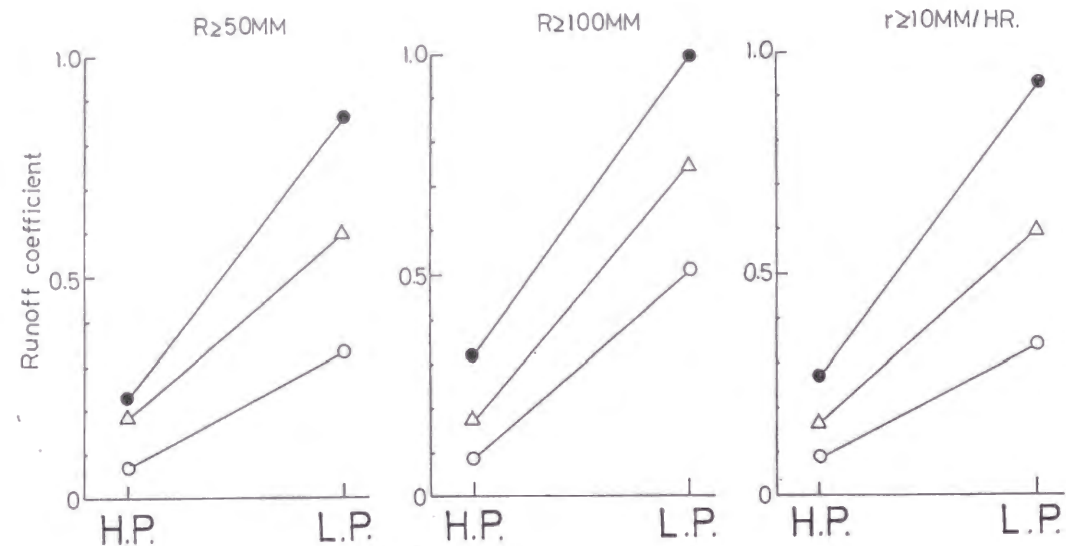


図37 流出係数と流域浸透性との関係、自然流域

Fig. 37 Relation between runoff coefficient and permeability on all natural basins

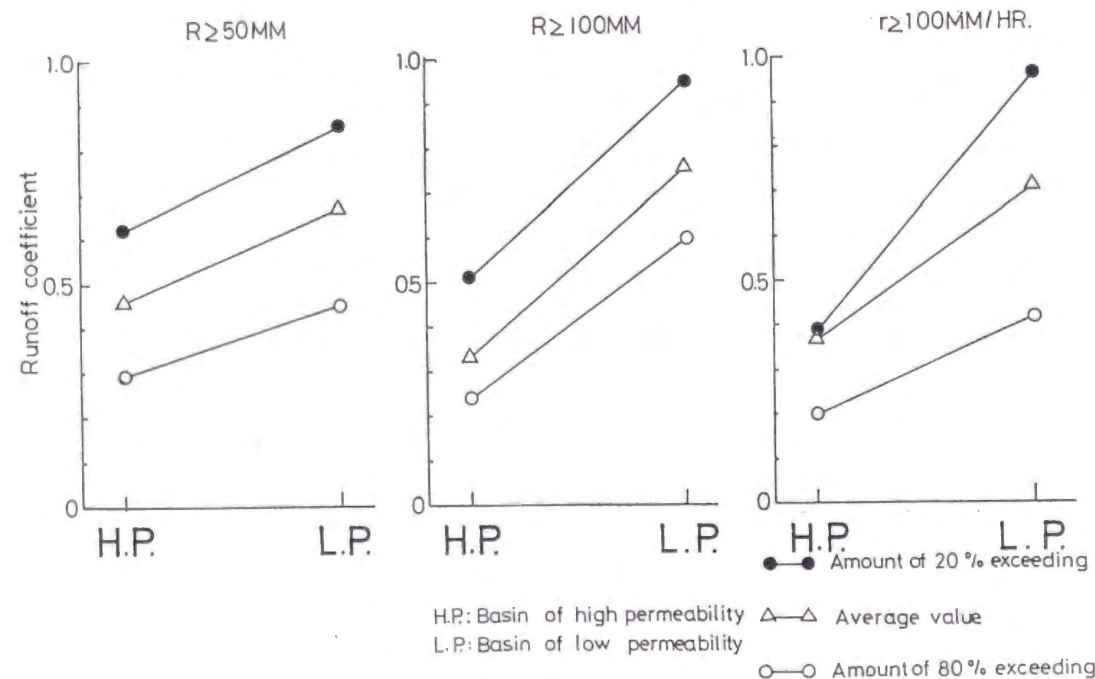


図38 流出係数と流域の浸透性との関係、都市流域

Fig. 38 Same as Fig. 37 except all urbanized basins

3. 3 貯留関数の係数

流出モデルの係数が都市化とともに如何に変化するかを調べることは研究ばかりでなく、河川計画上でも重要な問題である。

ここでは、すでに多用されている貯留関数の定数 K および p についてこれが自然流域と都市流域とではどの程度の差があるかを調べる。

貯留関数は流域貯留高と流出高との関係を

$$S_i = K Q_i^p \quad (4)$$

S_i は貯留高 (mm)、 Q_i は直接流出高、(mm/hr)、 K 、 p は定数で表わす。

自然流域 8 流出試験地、都市流域 6 流出試験地を対象に、それぞれの流出試験地で観測された洪水のうち、ピーク流量が最大、総雨量が最大および洪水継続時間が最大であった 3 種類の洪水を選び (当然 3 種類の洪水が全部または 2 つが同一の洪水となる場合もある)、通常の手法により、貯留関数の式を求めた。

これらの洪水に対する貯留高 S_i ~ 流出高 Q_i の関係式を表 7 および表 8 に示す (同表中においては S_i を S と、 Q_i を Q と表示してある)。次にこの貯留関数式を図示したのが図 3 9 と図 4 0 である (図中の実線)。図 3 9 と図 4 0 を比較すると自然流域の貯留高 S_i ~ 流出高 Q_i の直線群は、都市流域よりおおむね上方にある。すなわち、同一流出高を生ずる貯留高は、自然流域の方があきらかに大きい。自然流域の K は、都市流域のそれに比べてあきらかに大きくなる傾向を示している。一方、指数 p について検討してみると、自然流域については、0.35~1.07 の範囲にあり、その算術平均値が $p=0.54$ となり、都市流域については、0.47~0.80 の範囲にあり、その平均値は、 $p=0.63$ となり、平均値に関しては大きな差はなく、計 22 の貯留関数式については、平均値が $p=0.6$ となる。そこで、全貯留関数式について、 $p=0.6$ と固定し、両流域の K の差異を検討することとする。そのため、表 7、

表7 貯留関数式、自然流域

Table. 7 Equations of Storage Function on natural basins

図中の番号	流出試験地名	$S \sim Q$ 関係式	$S \sim Q$ 関係式を作成した洪水の区別 ピーク流量 (Q), 最大総雨量最大 (R), 洪水継続時間最大 (T)
①	奥野井谷川	$S = 40.0 Q^{0.35}$	Q, R, T
②-1	鹿曲川	$S = 35.9 Q^{0.41}$	T
②-2	"	$S = 21.9 Q^{0.38}$	Q, R
③	平城 N. T. (No. 1)	$S = 19.0 Q^{1.07}$	T
④-1	諸木川	$S = 15.1 Q^{0.64}$	T
④-2	"	$S = 12.7 Q^{0.67}$	R
④-3	"	$S = 7.4 Q^{0.38}$	Q
⑤	多摩 N. T. (別所)	$S = 7.0 Q^{0.63}$	Q, R, T
⑥	黒部川	$S = 29.9 Q^{0.38}$	Q
⑦	芥川 (佐保山)	$S = 7.0 Q^{0.66}$	Q, R
⑧	芥川 (鉤取橋)	$S = 10.0 Q^{0.38}$	Q, R, T

表8 貯留関数式, 都市流域

Table.8 Same as Table.7 except urbanized basins

図中の番号	流出試験地名	S~Q関係式	S~Q関係式を作成した洪水例の区別 ピーク流量最大(Q), 総雨量最大(R), 洪水継続時間最大(T)
①-1	庄内川(山崎川)	$S = 7.75 Q^{0.53}$	Q
①-2	"	$S = 1.19 Q^{0.65}$	R, T
②-1	庄内川(植田川)	$S = 4.32 Q^{0.48}$	Q
②-2	"	$S = 3.10 Q^{0.80}$	R, T
③	平城 N.T. (No. 5)	$S = 1.45 Q^{0.74}$	T
④-1	多摩 N.T. (永山)	$S = 0.6 Q^{0.54}$	R
④-2	"	$S = 0.37 Q^{0.73}$	T
④-3	"	$S = 0.17 Q^{0.73}$	Q
⑤	石神井川(上石神井)	$S = 12.0 Q^{0.47}$	T
⑥-1	筑川(ひより台)	$S = 0.3 Q^{0.71}$	Q
⑥-2	"	$S = 1.2 Q^{0.55}$	R, T

表8の貯留関数式を次の手法により修正する。まず各関数式ごとに流量の大きい所を重視することとし、図39、図40(両対数グラフ)においてそれぞれの関数式ごとにそのピーク値の点から勾配が0.6の線を引く(図中の点線)。その直線と流出高1(mm/hr)との交点を求め、その縦座標をKの値とする。そしてそのKの平均値(算術平均)を各分類流域について求めると、自然流域では15.6、都市流域では2.6を得る(図41)。

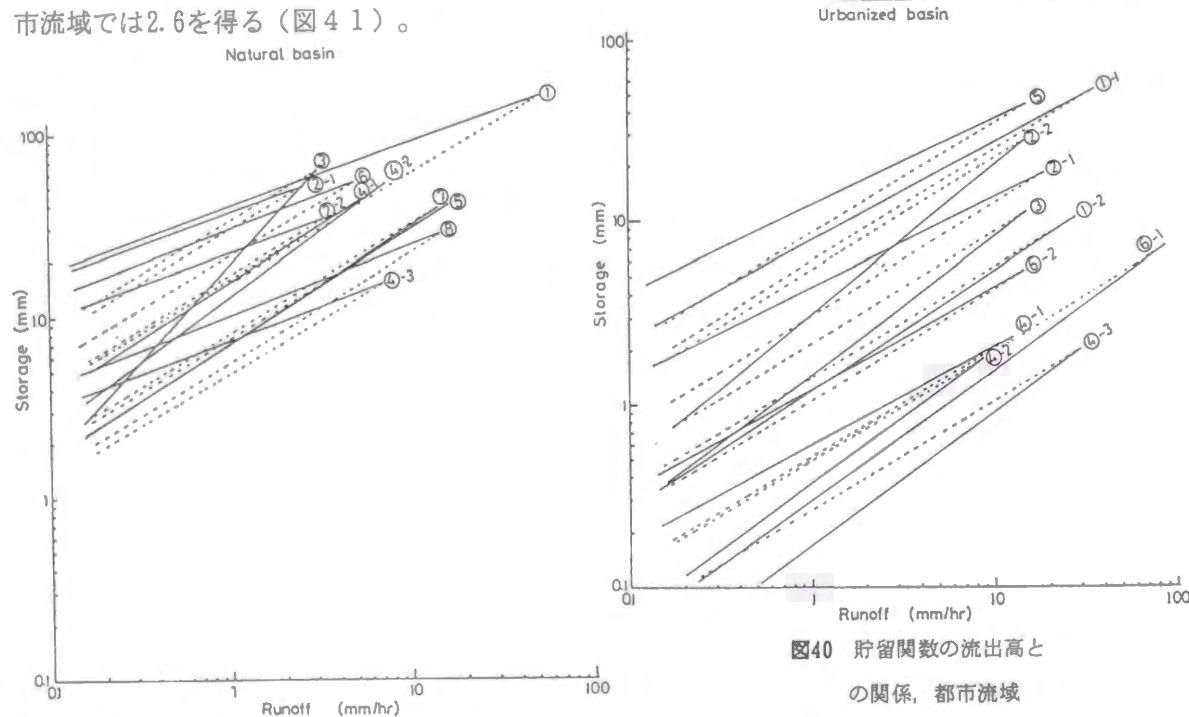


図39 貯留関数の貯留高と流出高との関係, 自然流域
Fig.39 Relation between storage and runoff depth in the equation of Storage Function on natural basins

図40 貯留関数の流出高との関係, 都市流域
Fig.40 Same as Fig.39 except urbanized basins

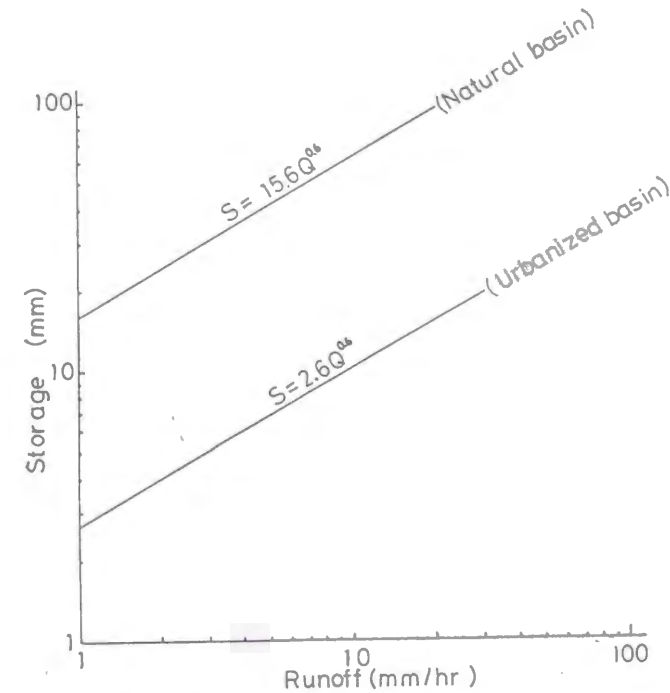


図41 自然流域と都市流域の貯留関数の比較
Fig.41 Comparison of the equation of Storage Function between natural basins and urbanized basins

以上の結果、貯留関数は、自然流域では
 $S = 15.6 Q^{0.6}$ --- (5)
 都市流域では
 $S = 2.6 Q^{0.6}$ --- (6)
 となる。

自然流域は都市流域に比べ同一の流出高に対し、平均で6倍の貯留高を持っていることがわかる。

3.4 洪水到達時間

ラショナル式を使って洪水のピーク流量を推定する場合必要になってくるのが、流出係数の値と同時に洪水到達時間である。

表9 角屋式のCの値一覧

Table.9 "C" of Kadoya's formula for time of concentration

試験地名	流域面積 (km ²)	Cの値	試験地名	流域面積 (km ²)	Cの値
黒部川	18.2	140	平城 N.T. (No. 3')	1.75	180
奥野井谷川	8.0	130	裏筑波(祖父ヶ峰)	0.158	200
裏筑波(山口川)	3.12	180	浦白川(月崎)	8.6	110
筑川(佐保山)	1.97	260	浦白川(柿ノ木台)	0.15	200
諸木川	1.24	100			
筑川(鈎取橋)	6.37	360	庄内川(植田川)	17.993	80
鹿曲川	50	300	平城 N.T. (No. 5)	0.362	50
平城 N.T. (No. 3)	1.91	180	石神井川(上石神井)	16.48	80
多摩 N.T. (別所)	0.925	130	石神井川(根村橋)	47.98	80
"(南大沢)	0.968	110	庄内川(山崎川)	13.484	70
平城 N.T. (No. 1)	1.874	180	多摩 N.T. (永山)	0.028	40
"(No. 2)	2.56	180	筑川(ひより台)	0.32	50

そこで角屋らは洪水到達時間の推定式として

$$t_p = C \cdot r_e^{-0.35} \cdot A^{0.22} \quad (7)$$

なる式を提案している。

ここで t_p ：洪水到達時間（min.）、 C ：流域の土地利用状態等で決まる定数、 re ：有効降雨強度（mm/hr）、 A ：流域面積（km²）

この式について自然流域と都市流域のそれぞれにおける定数 C を求めることとする。

前述の各流出試験地について(7)式の C の値を求めたのが表9である。自然流域では、 C の値は100～360で平均値は184であり、都市流域では同じく40～80で平均値は64である。これをまとめれば、洪水到達時間は

自然流域では

$$t_p = 180 \cdot re^{-0.35} \cdot A^{0.22} \quad \text{-----} \quad (8)$$

都市流域では

$$t_p = 60 \cdot re^{-0.35} \cdot A^{0.22} \quad \text{-----} \quad (9)$$

を得る。
 (8)、(9)式で明らかなように、洪水到達時間は、都市流域では、自然流域の1/3となる。なお、角屋らは、小畑川流域等の解析¹⁰⁾によって、洪水到達時間が都市流域では自然流域の1/4～1/5となるという調査成果を報告している。

第4節 自然流域と都市流域の洪水流出の比較

自然流域と都市流域の洪水流出特性の差異を検討することを主眼として、流出率、流出係数などに焦点を当てて調査検討した。

この結果、流出率、流出係数は、都市流域での値は自然流域のそれに比べ大きくなることが確かめられた。と同時に流域を構成する表層の地質の差が流域の土地利用等の差よりもより流出率、流出係数に大きく影響していることが明らかとなった。

総雨量100mm以上の洪水について、流出率、流出係数の平均値を表10に示す。

この表のように、第三紀層や古生層の表層地質で被われた非浸透流域では、流出率、流出係数は大

表10 流出率と流出係数のまとめ（総雨量100mm以上）

Table.10 Summary of runoff ratio and runoff coefficient(over 100mm in total rainfall)

流域特性	自 然 流 域			都 市 流 域		
	全 流 域	浸透流域	非浸透流域	全 流 域	浸透流域	非浸透流域
流 出 率	0.360	0.207	0.589	0.520	0.315	0.606
流出係数	0.435	0.178	0.747	0.661	0.333	0.755

きいが自然流域と都市流域での値に著しい差はない。また、第四紀火山岩や風化花崗岩で被われた浸透流域では、流出率、流出係数は自然流域、都市流域ともに小さい値にとどまる。

このことは、都市流域においても、流出率、流出係数が、流域の本来持っている地質特性によって大きく影響を受けるということであり、土地利用の変化等人工的な改変はこれに次ぐ影響をもたらすことを意味している。

本章において検討した洪水の流出率、流出係数、貯留関数の定数、角屋式の定数は、全国23流出試

験地において1958年から1978年までの間において観測された降雨量、流量資料をもとにして比較検討したものである。したがって流域面積の大きな流域は対象外であり、また流域によってはまだ大洪水の記録を経ていない流域もある。本章に述べた調査成果は、必要に応じて流域面積の大きな流域における資料を含め、また今後得られる洪水時の記録を加えて、数値およびその傾向の精度を高めていくことが必要であると思われる。

第5節 まとめ

本章においては、我が国の数多くの流出試験地の流出特性を自然流域及び都市流域について解析し、都市化による洪水流出特性を予測する基礎資料とした。

ここで得られた流出率、流出係数等の諸係数の値は、自然流域、都市流域共にばらつきがあり、応用時において平均値ばかりでなく、頻度（ばらつき）を考慮することが必要である。例えば流出率については表2、表3、流出係数については、表4～表5のように、水害防止施設の重要度に応じて超過率の高い（または、低い）値を採用していくことが必要と考えられる。また、貯留関数の係数等については、事例（標本数）が少ないが、平均値としての自然流域と都市流域の差異は表れている。しかし今後さらに事例を増やし、さらに応用に役立つ係数を定めていく必要がある。

これらの研究成果は大規模宅地開発に伴う防災調節池の規模の決定、都市化が進む中小河川における水害防止のための河川改修計画策定等に大いに役立っている¹¹⁾。

それは、このような計画策定時においては、3.2節の(3)式である合理式を用いて防災調節池あるいは、河道へ流入する計画洪水ハイドログラフを計算しなければならない。その際、流出係数、洪水到達時間内平均降雨強度及び流域面積等が必要となる。ここで、

- (1) 流出係数については、本研究で得られた値を用いる。
- (2) 流域面積については、地形図等により当該流域の値を用いればよい。
- (3) 洪水到達時間内平均降雨強度については、自然流域か都市流域かにより3.4節の(8)、(9)式により洪水到達時間（min）を求める。
- (4) 一方、計画降雨（通常、1/50の確率降雨強度曲線（降雨強度一時間曲線））から洪水到達時間単位の降雨強度の時系列を計算する。計画降雨波形は、安全を考慮して、後方集中波形をこの時系列から作ればよい。
- (5) この計画降雨波形を用いて、洪水到達時間単位毎に合理式により洪水ピーク流出量を計算し、単位図の方式のようにそれらの流出量を加え合わせていけば、計画洪水ハイドログラフが得られる。このようにして、洪水ハイドログラフがえられる。

最近、全国的に見られるように都市およびその近郊において開発が進行すると、今まで丘陵、林地、田畑であった地域が市街化して土地利用状況が変化し、また、河川、下水路等の排水路網が整備される。

このような都市化に伴う土地利用の変化、特に不浸透面積率等の変化が洪水流出特性に及ぼす影響については、いくつかの研究がある。洪水流出特性に大きな影響を及ぼすもう一つの大きな要素として流域自体が本来持っている特性である地質がある。以上のことから、本章では、数多くの試験流域において観測された精度のよい降雨量および流出量の資料に基づいて、自然流域と都市流域という流

域の土地利用の差異および流域の地質特性が洪水流出特性に及ぼすそれぞれの影響を論じた。対象とした流域は、国立防災科学技術センターおよび建設省各地方建設局等の管理する合計23流出試験地である。洪水流出特性として、流出率、ラショナル式の流出係数、貯留関数および角屋らの提案による洪水到達時間の実用式の係数を調査し、これらを上記分類によって比較検討した。

試験流域の分類としては、流出試験地を土地利用の面から自然流域と都市流域に分類し、次に表層地質の面から浸透流域と非浸透流域に分類する。最終的に4種類の流域に分類した。

試験流域の流出特性としては、洪水流出率の検討を行った。

ここでは、各流出試験地の洪水資料から、流出率と総雨量の関係を自然流域・都市流域（流域の開発度）および浸透流域・非浸透流域（流域地質）について総括的に解析した。

自然流域の全流域（浸透流域と非浸透流域を合わせたもの。以下同じ）の流出率は0.03から1.0に近い値まで広く分布している。

都市流域の全流域の流出率と総雨量の関係は、自然流域の場合と比較し、流出率の値は、0.1から0.9までとややまとまった範囲にあり、その下限値も総雨量100mmで0.13、200mmで0.26と漸増傾向がはっきり出ている。

以上の結果、総雨量50mm以上の洪水に対しては、自然流域では流出率の平均値は0.35で、都市流域では0.42であり、総雨量100mm以上の洪水に対しては、同じく、自然流域では0.36、都市流域では0.52といずれの場合も都市流域の流出率が大きい。

洪水流出係数については自然流域を浸透流域と非浸透流域に分けて比較すると特徴が明らかとなる。洪水流出係数のまとめとして、分類流域ごとに超過率に対応する流出係数平均値を求めた。

全流域を対象にした場合、自然流域と都市流域では流出係数は明らかに差が見られ、総雨量100mm以上では、平均値において0.23の差がある。さらに浸透流域を対象にすると流出係数の平均値は都市流域においても0.5以下にとどまる。しかし、自然流域と都市流域の差は、総雨量50mm以上の場合で0.28と明らかである。

貯留関数の定数 K 、 p の比較検討の結果、自然流域の貯留高 S_r ～流出高 Q_r の直線群は、都市流域よりおおむね上方にある。すなわち、同一流出高を生ずる貯留高は、自然流域の方が明らかに大きい。自然流域の K は、都市流域のそれに比べて明らかに大きくなる傾向を示している。一方、指数 p について検討してみると、自然流域についてはその算術平均値が $p=0.54$ となり、都市流域については同じく $p=0.63$ となって大きな差はなく、計22の貯留関数式については、平均値が $p=0.6$ となる。

以上の結果、自然流域は都市流域に比べ同一の流出高に対し、平均で6倍の貯留高を持っていることがわかる。

洪水到達時間の推定式の係数は、ラショナル式を使って洪水のピーク流量を推定する場合必要になってくる。それは、流出係数の値と同時に洪水到達時間であり、この式について自然流域と都市流域のそれぞれにおける定数を求めた。その結果、洪水到達時間は都市流域では、自然流域の1/3となる。

自然流域と都市流域の洪水流出特性の差異を検討することを主眼として、流出率、流出係数などに焦点を当てて比較検討した。

この結果、流出率、流出係数は、都市流域での値は自然流域のそれに比べ大きくなることが確かめられた。と同時に流域を構成する表層の地質の差が流域の土地利用等の差よりもより流出率、流出係数に大きく影響していることが明らかとなった。

参 考 文 献

- 1) 高橋裕編(1978)：河川水文学，共立出版，179.
- 2) 岸井徳雄(1976)：九州地方の火山灰地帯・非火山灰地帯における諸河川の流出特性，国立防災科学技術センター研究報告，No.17，1-16.
- 3) 木村俊晃(1961)：貯留関数による洪水流出追跡法ほか，建設省土木研究所.
- 4) 角屋 睦・福島 晟(1976)：中小河川の洪水到達時間，京都大学防災研究所年報，第19号B，143-152.
- 5) 総理府統計局編(1977)：日本の統計，総理府統計局，4-5.
- 6) 山口高志・松原重昭・山守 隆(1971)：都市流出調査一降雨損失機構の検討一，土木技術資料，Vol.13-10，14.
- 7) 本間 仁・安芸皎一編(1966)：物部水理学，岩波書店，585.
- 8) 青木佑久(1972)：山地流域における洪水流出の追跡，建設省土木研究報告，第143号，7.
- 9) 木下武雄・中根和郎・福井隆文(1976)：1975年8月17日台風第5号による高知県東部の災害現地調査報告，国立防災科学技術センター主要災害調査，第9号，30.
- 10) 角屋 睦(1976)：都市化と流出，全国流出試験地調査打合わせ会議（建設省）講演資料，18.
- 11) (社団法人)日本河川協会編(1992)：防災調整池等技術基準（案）第3刷，(社団法人)日本河川協会，3-111.

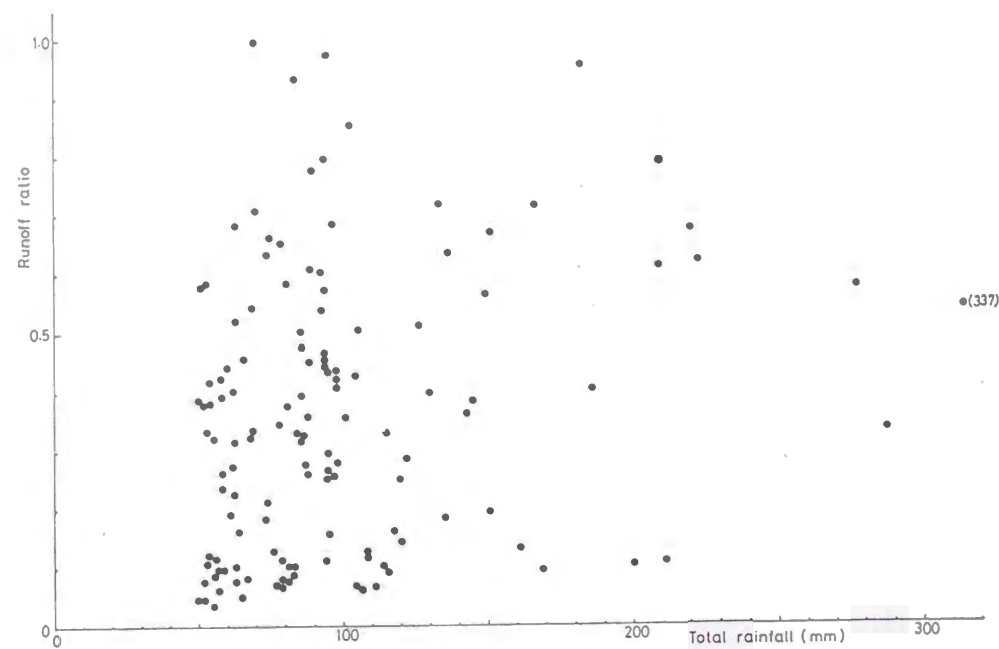


図3 自然流域の流出率と総雨量との関係, 全流域

Fig. 3 Relation between runoff ratio and total rainfall on all natural basins

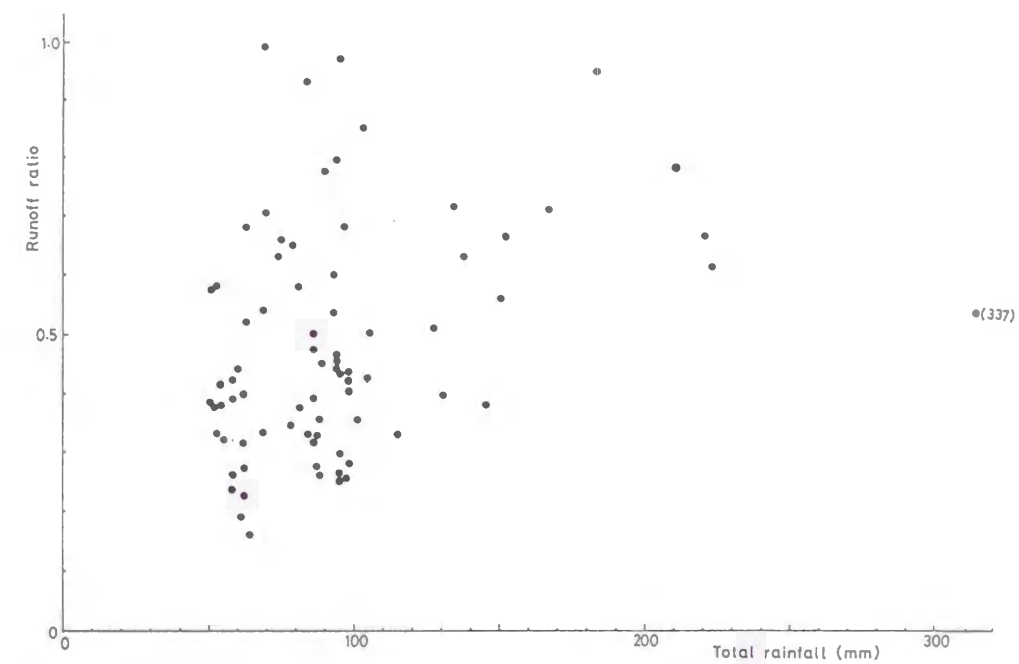


図5 自然流域の流出率と総雨量との関係, 非浸透流域

Fig. 5 Same as Fig. 3 except basins of low permeability

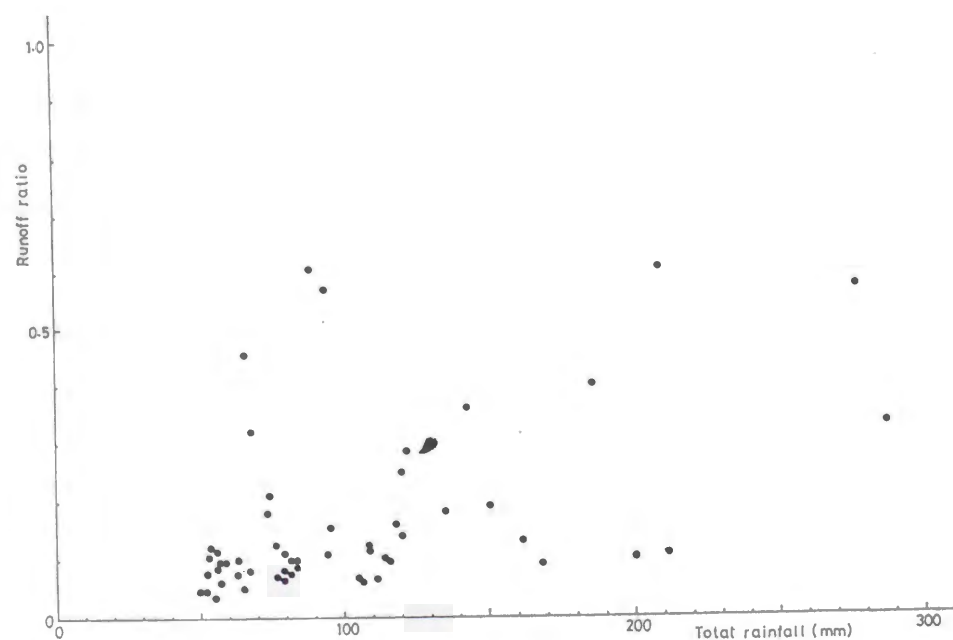


図4 自然流域の流出率と総雨量との関係, 浸透流域

Fig. 4 Same as Fig. 3 except basins of high permeability

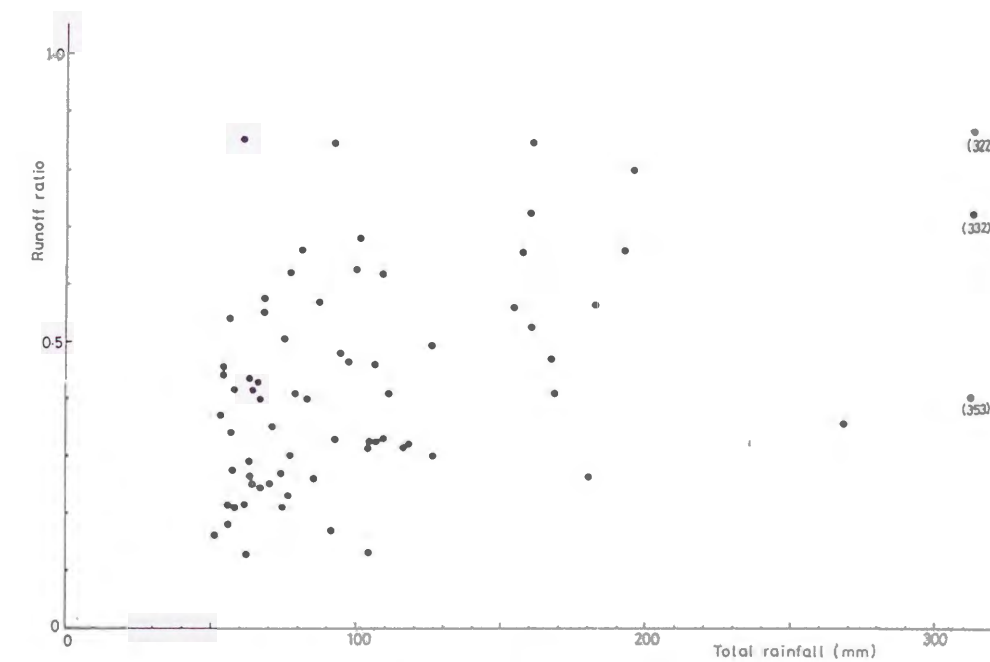


図6 都市流域の流出率と総雨量との関係, 全流域

Fig. 6 Relation between runoff ratio and total rainfall on all urbanized basins

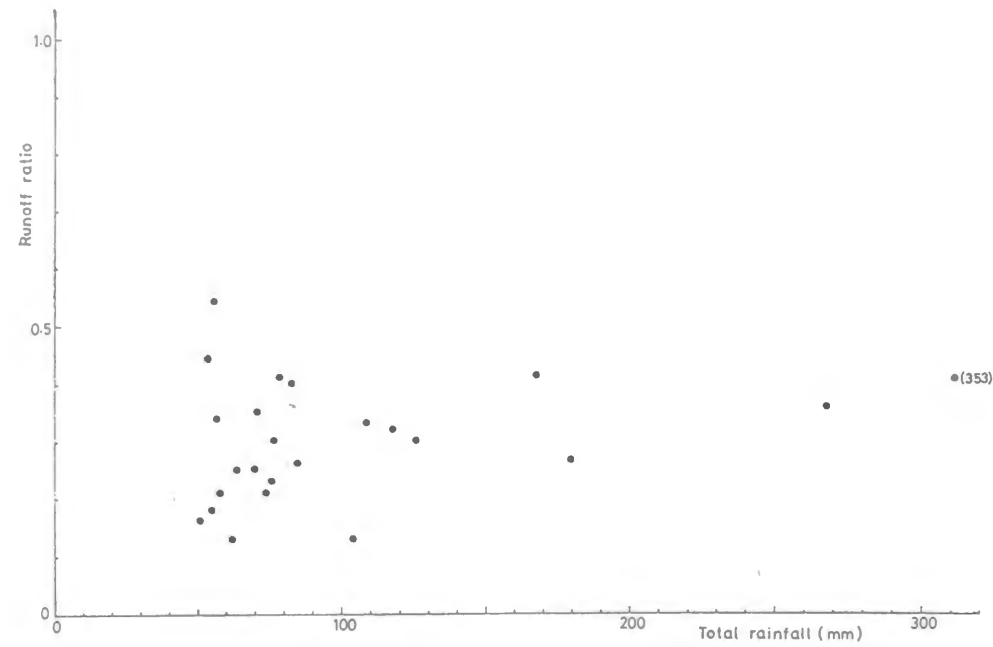


図7 都市流域の流出率と総雨量との関係, 浸透流域
Fig.7 Same as Fig.6 except basins of high permeability

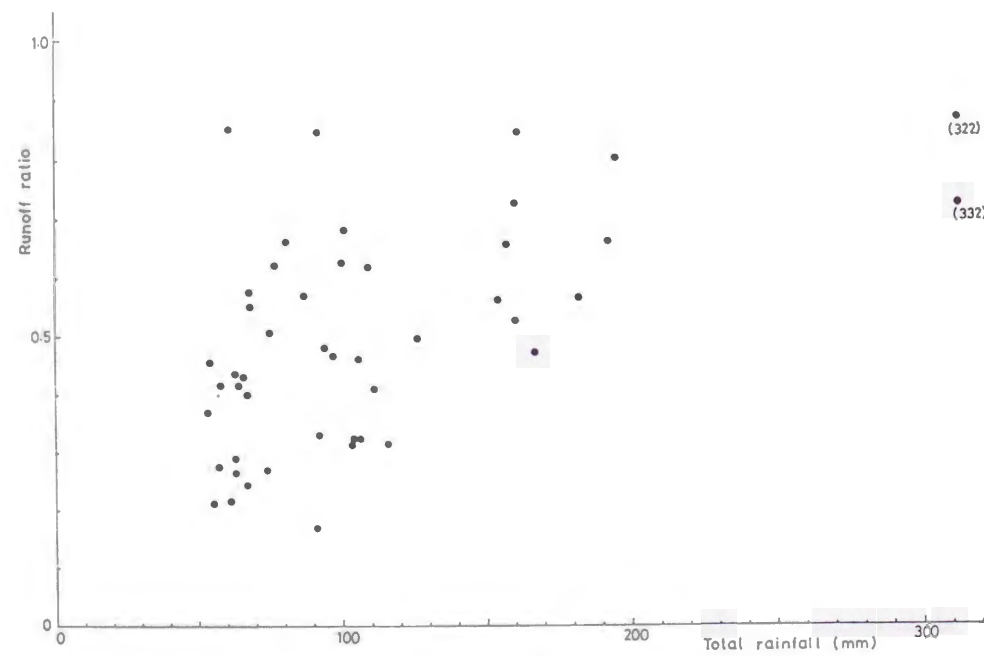


図8 都市流域の流出率と総雨量との関係, 非浸透流域
Fig.8 Same as Fig.6 except basins of low permeability

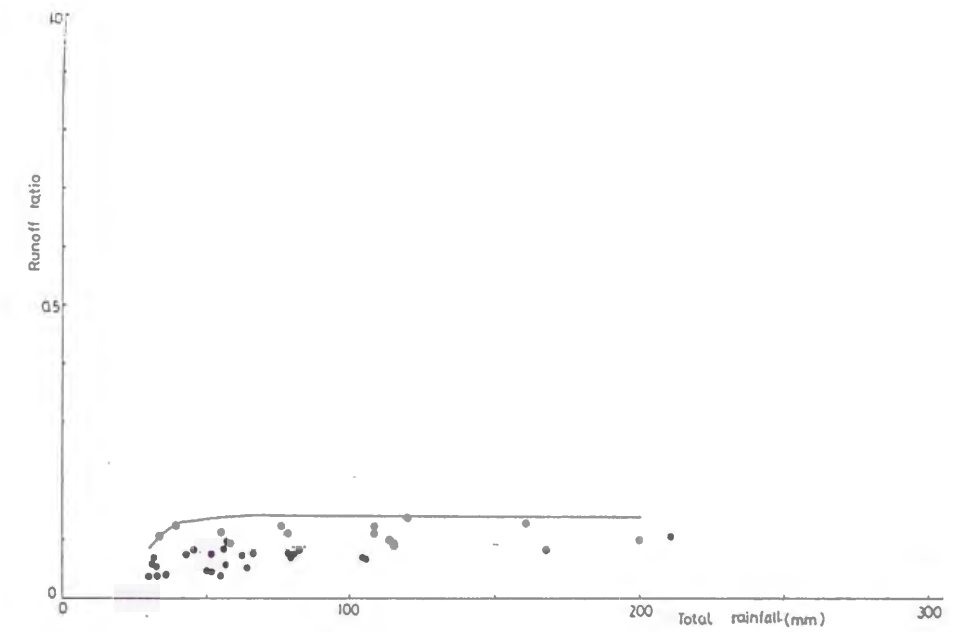


図9 自然流域の流出率と総雨量との関係, 裏筑波(山口川および祖父ヶ峰)流出試験地
Fig.9 Relation between runoff ratio and total rainfall on all natural basins at Uratsukuba
Experimental basins(Yamaguchi River and Sofugamine)

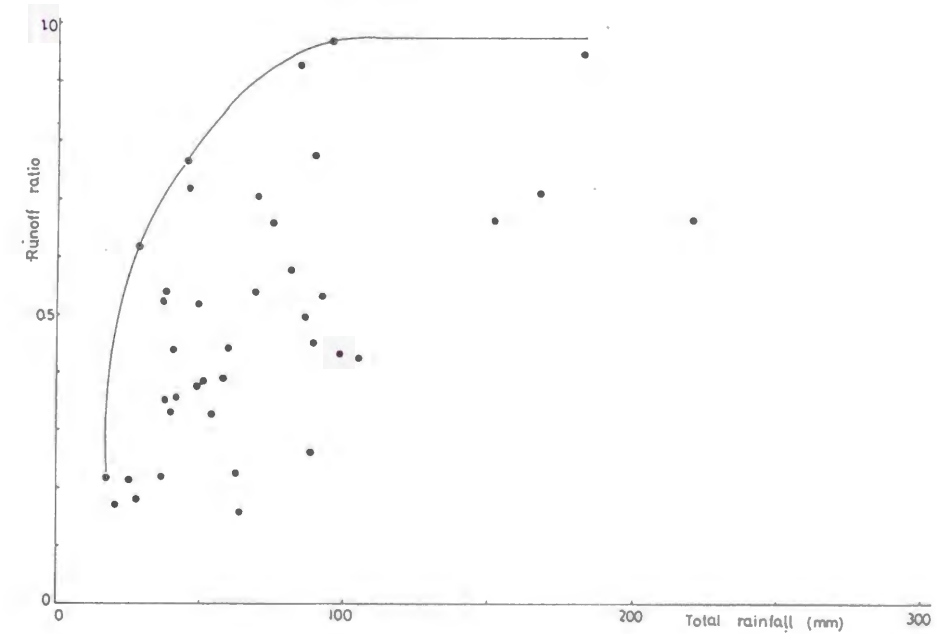


図10 黒部川流出試験地
Fig.10 Same as Fig.9 except Kurobe River Experimental Basin

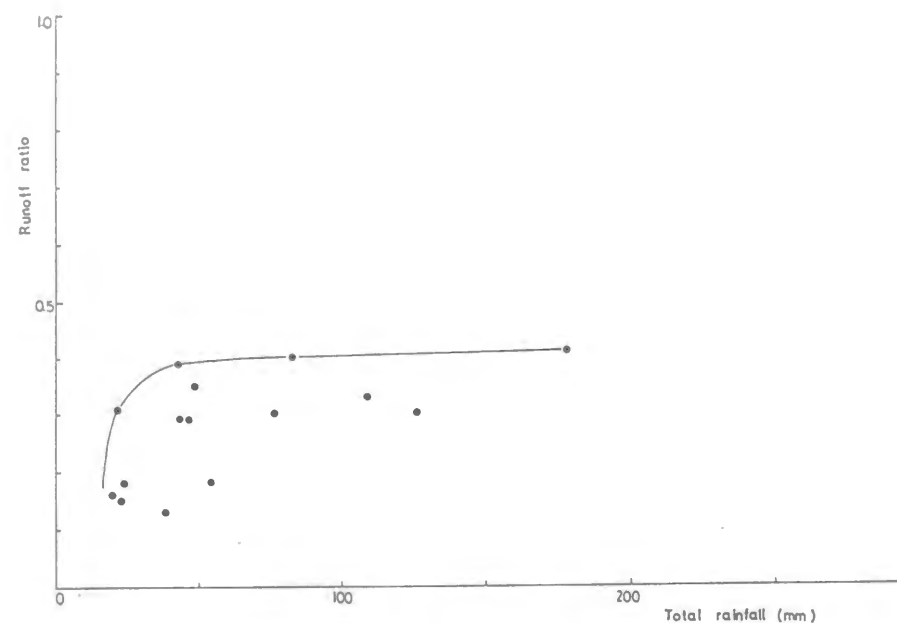


図11 都市流域の流出率と総雨量との関係, 多摩ニュータウン(永山)流出試験地

Fig.11 Relation between runoff ratio and total rainfall on urbanized basins at Tama New Town Experimental Basins(Nagayama)

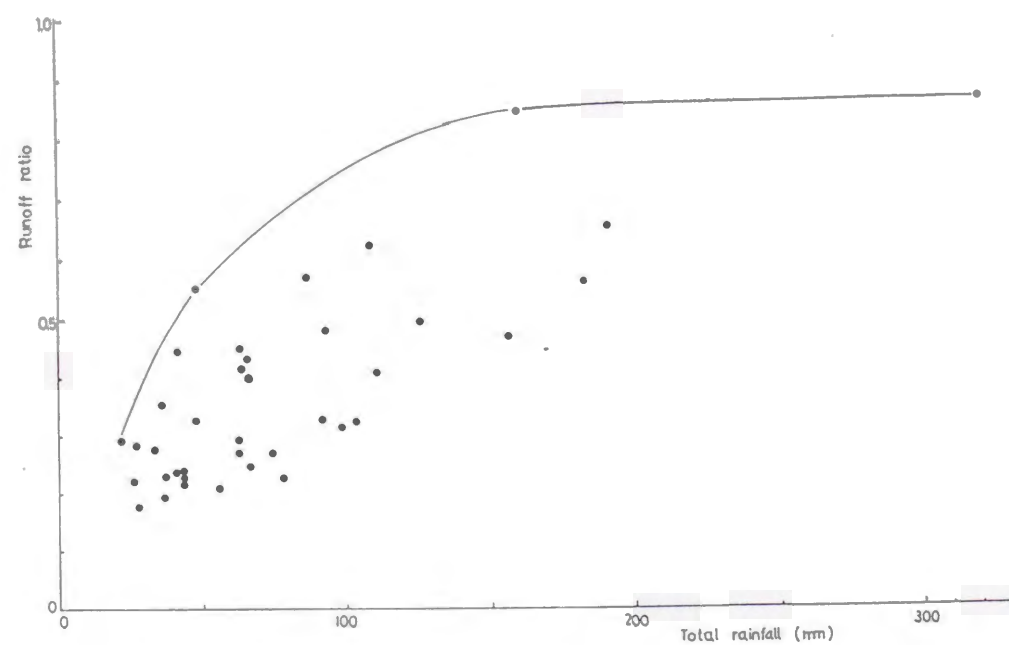


図12 都市流域の流出率と総雨量との関係, 庄内川(山崎川)流出試験地

Fig.12 Same as Fig.11 except Shonai River Experimental Basin(Yamazaki River)

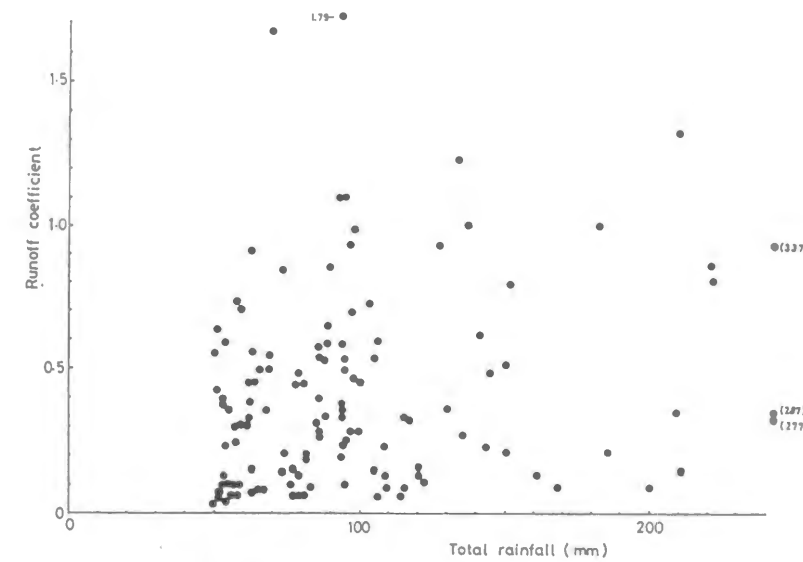


図18 自然流域の流出係数と総雨量との関係, 全流域

Fig.18 Relation between runoff coefficient and total rainfall on all basins

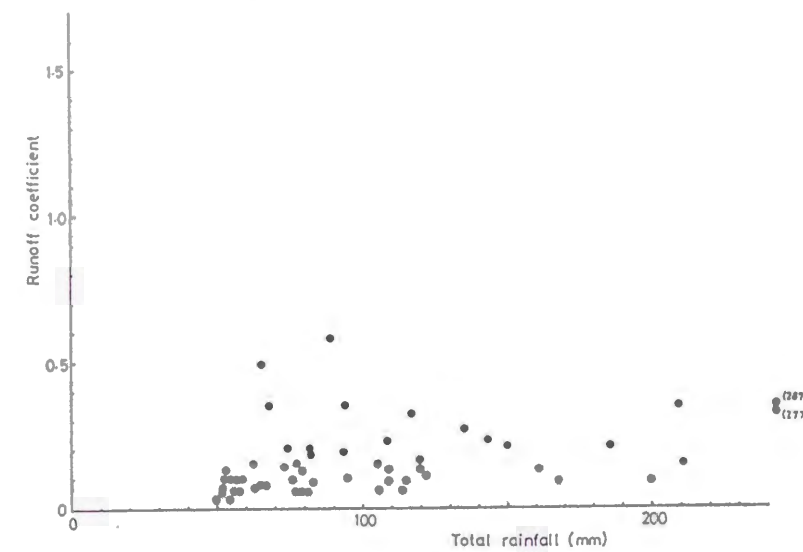


図19 自然流域の流出係数と総雨量との関係, 浸透流域

Fig.19 Same as Fig.18 except basins of high permeability

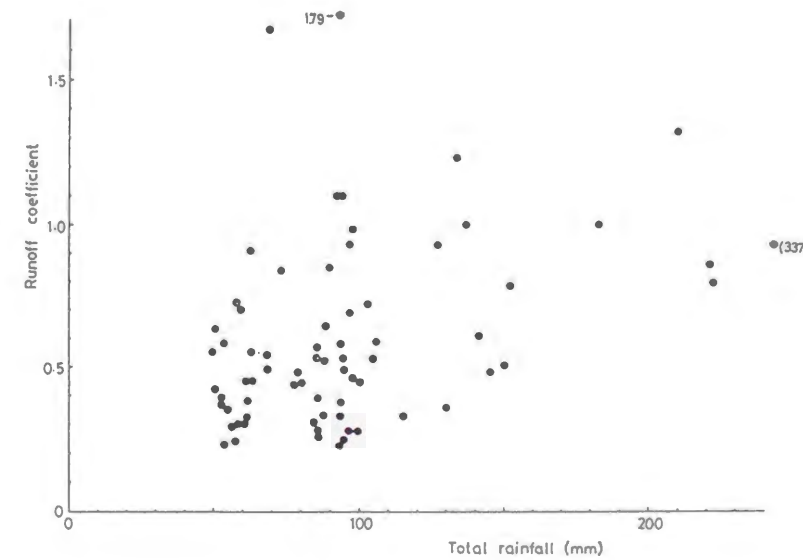


図20 自然流域の流出係数と総雨量との関係, 非浸透流域

Fig.20 Same as Fig.18 except basins of low permeability

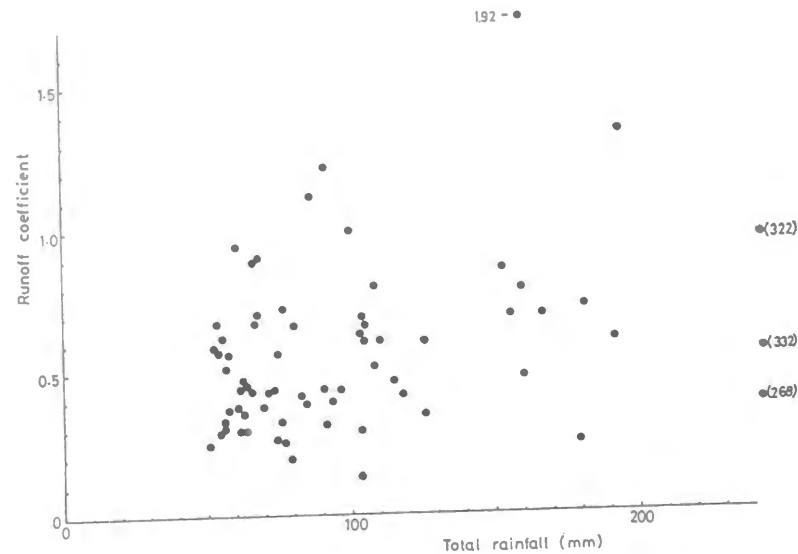


図21 都市流域の流出係数と総雨量との関係, 全流域

Fig. 21 Relation between runoff coefficient and total rainfall on all urbanized basins

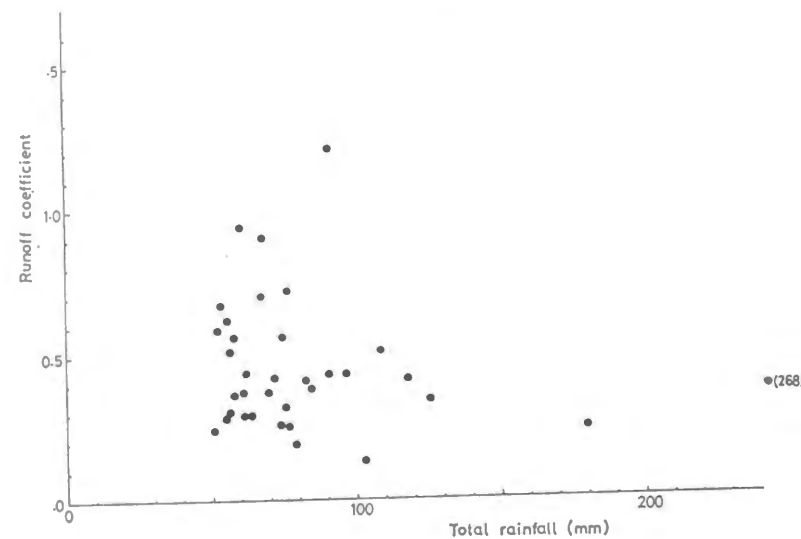


図22 都市流域の流出係数と総雨量との関係, 浸透流域

Fig. 22 Same as Fig. 21 except basins of high permeability

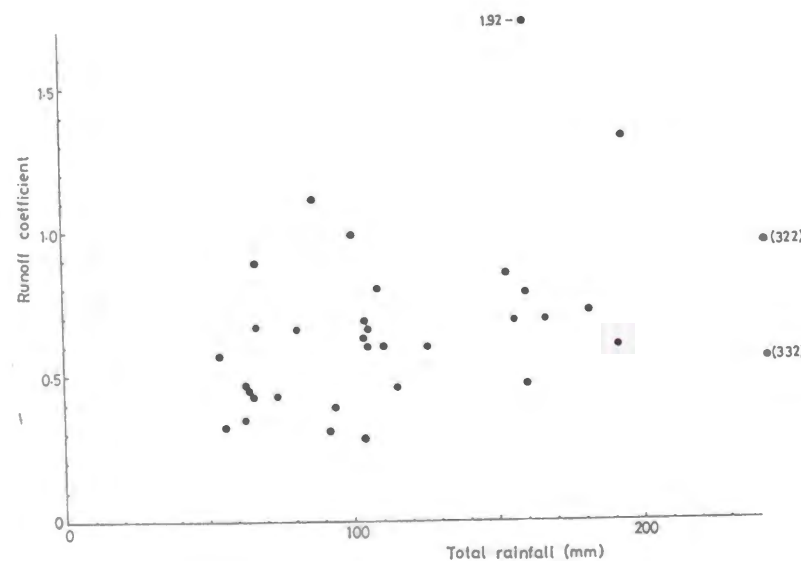


図23 都市流域の流出係数と総雨量との関係, 非浸透流域

Fig. 23 Same as Fig. 21 except basins of low permeability

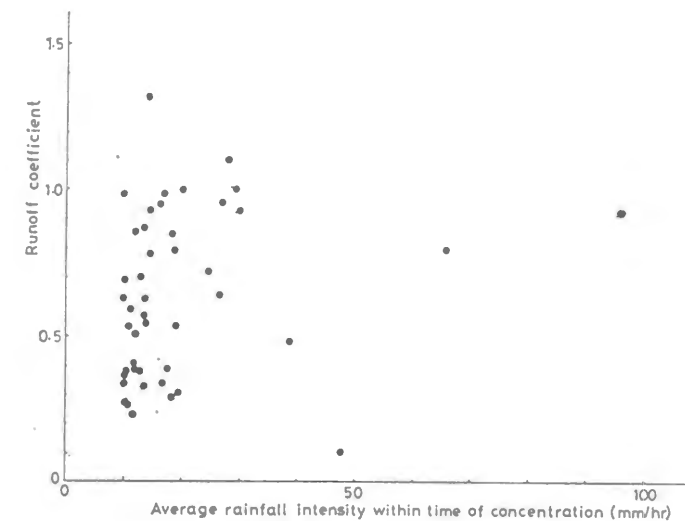


図24 自然流域の流出係数と洪水到達時間内平均降雨強度との関係, 全流域

Fig. 24 Relation between runoff coefficient and rainfall intensity within the time of concentration on all natural basins

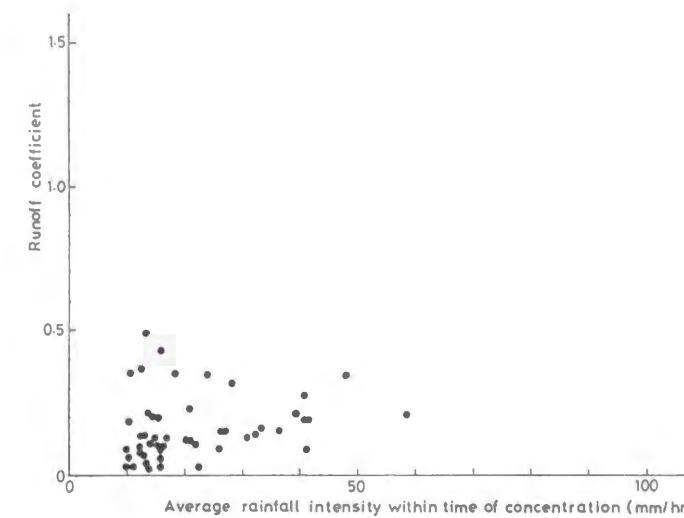


図25 自然流域の流出係数と洪水到達時間内平均降雨強度との関係, 浸透流域

Fig. 25 Same as Fig. 24 except basins of high permeability

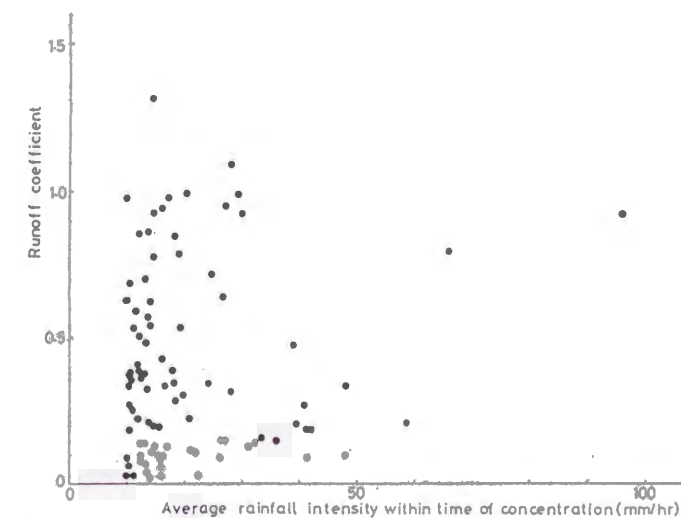


図26 自然流域の流出係数と洪水到達時間内平均降雨強度との関係, 非浸透流域

Fig. 26 Same as Fig. 24 except basins of low permeability

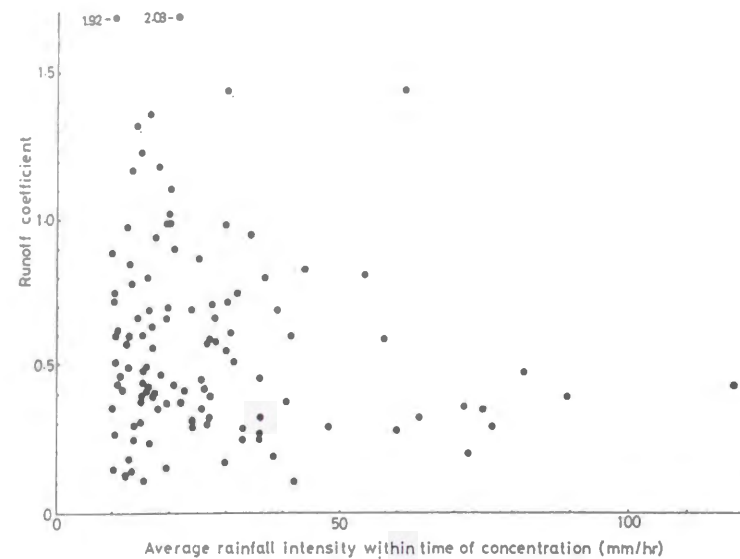


図27 都市流域の流出係数と洪水到達時間内平均降雨強度との関係, 全流域

Fig. 27 Relation between runoff coefficient and rainfall intensity within the time of concentration on all urbanized basins

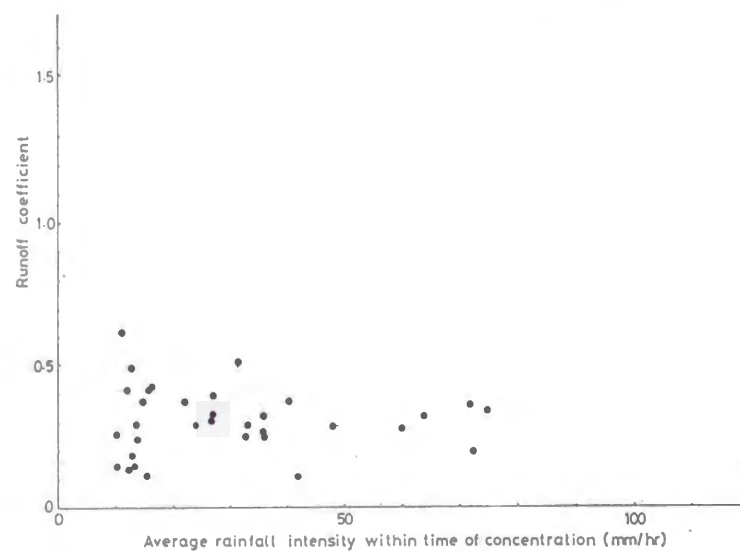


図28 都市流域の流出係数と洪水到達時間内平均降雨強度との関係, 全流域

Fig. 28 Same as Fig. 27 except basins of high permeability

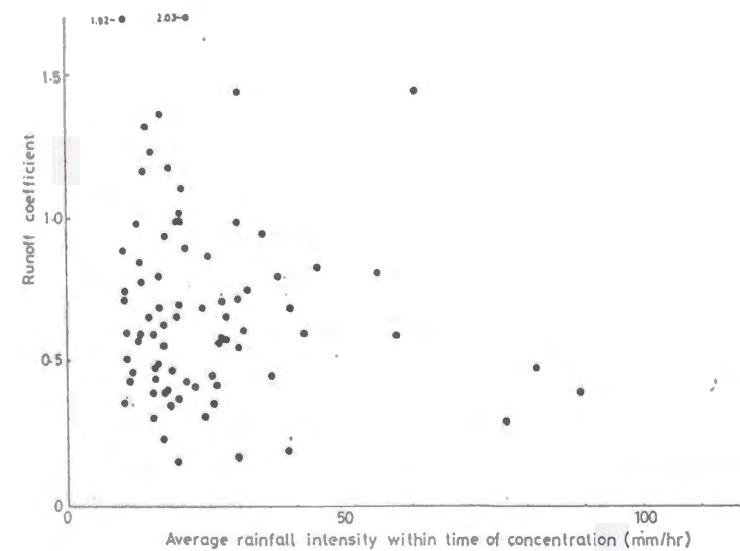


図29 都市流域の流出係数と洪水到達時間内平均降雨強度との関係, 全流域

Fig. 29 Same as Fig. 27 except basins of low permeability

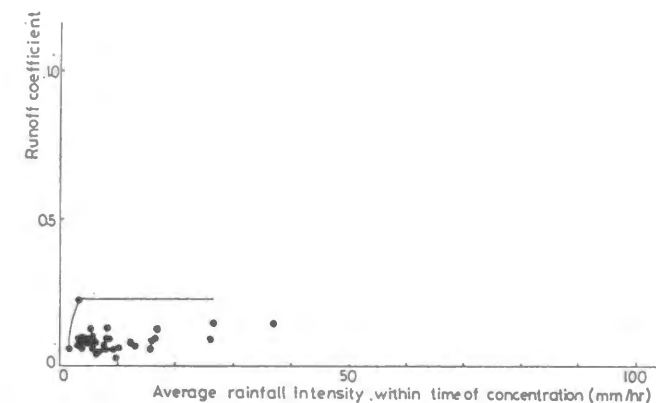


図30 自然流域の流出係数と洪水到達時間内平均降雨強度との関係, 裏筑波(山口川および祖父ヶ峰)流出試験地

Fig. 30 Relation between runoff coefficient and rainfall intensity within the time of concentration in natural basin at Uratsukuba Experimental Basin(Yamaguchi River and Sofugamine)

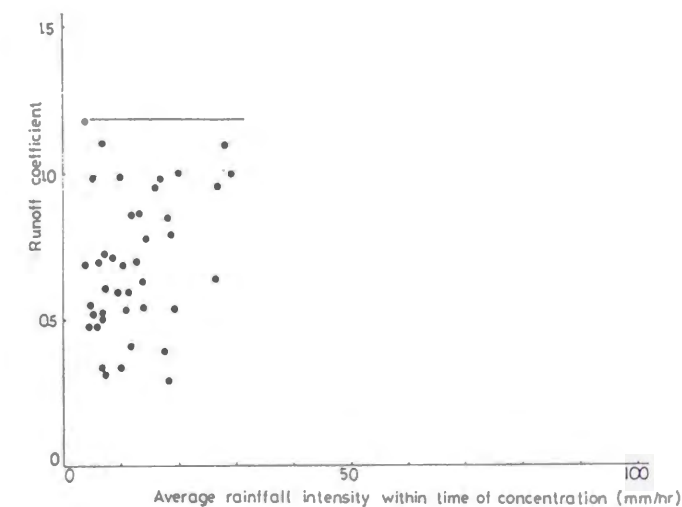


図31 自然流域の流出係数と洪水到達時間内平均降雨強度との関係, 黒部川流出試験地

Fig. 31 Same as Fig. 30 except Kurobe River Experimental basin

第4章 結論

自然流域と都市流域それぞれについて浦白川流出試験地および筑波研究学園流出試験地を対象にして流出特性を比較解析すると共に、全国の数多くの流出試験地の水文データを利用して自然流域、都市流域の流出特性を比較した。

その結果自然流域である浦白川流出試験地については、流域面積の増加と共に流出率が增大する事、小流域から大流域の流量を合成できること。筑波研究学園流出試験地については、水収支解析、モデルによるシミュレーション等から都市化による流出率等の変化が明らかとなった。また、流出特性の解明のための基礎的実験・観測として表面流の発生に関する実験及び広域の蒸発散量観測手法の開発を行った。

さらに、全国の流出試験地を対象として、自然流域と都市流域の流出率、流出係数、洪水到達時間、貯留関数の諸係数等を調査解析し、都市化によるこれらパラメータの変化を予測することを可能にした。また、この結果は、住宅・都市整備公団等が施工する全国の宅地開発に伴う防災調整池の設計基準作成に大きく貢献すると共に水害の軽減に役立っている。

以下に、章を追って得られた結果を述べる。

第1章においては、地表条件が如何に流出特性に影響を及ぼすかという本研究の概要を述べた。

第2章においては、自然流域と都市流域の流出特性に関する基礎的研究として、浦白川流出試験地および筑波研究学園流出試験地を中心として自然流域と都市流域の流出特性を研究した。

まず、自然流域である浦白川流出試験地において、大流域とこれに含まれる小流域との洪水流出の相互関係を解析することを目的として1次谷、3次谷、6次谷相互間で洪水の流出率、ラショナル式の流出係数、ピーク流量等を比較した。その結果、

$$f_6(6次谷の流出率) > f_3(3次谷の流出率) > f_1(1次谷の流出率)$$

は総雨量にかかわらず成り立っており、流出率は谷次数の増加と共に大きくなることが明らかとなった。

次に小流域の流出量から大流域の流出量の合成を行った。

この目的は、小流域の流出量と大流域の流出の違いを明らかにすることであり、さらには、応用面として、小流域の流出量を観測することによって大流域の流出量を予測する基礎資料となり得ると考えたからである。合成の結果、合成値は観測値とかなり良い適合を示し、本方法が養老川の本川流域まで拡張して適用できることが分った。

ついで自然流域の内、地質の影響が大きいと推定される火山灰地帯河川の流出特性を調べるため積雪の影響の少ない九州の諸河川の流出特性を解析した。その結果、火山灰地帯が明確に、その流出特性を発揮するためには少なくとも流域面積のうち60%以上が火山灰地帯で占められていなければならないことが明らかとなった。また、風化花崗岩地帯の河川が水文的特徴において火山灰河川とほぼ同じ特性をもつことが明らかとなった。

流出現象の解明のための基礎的実験・観測においては、まず表面流出の発生に関する実験においては、降雨特性により洪水流出特性がいかに変化するかを実験により明らかにした。

実験の結果を要約すると、表面流出発生面積率は降雨強度が大きくなると増大する。そして表面流出が発生する部分は降雨強度が大きくなると共に斜面の下部から上部へと拡大すること、流出率、流

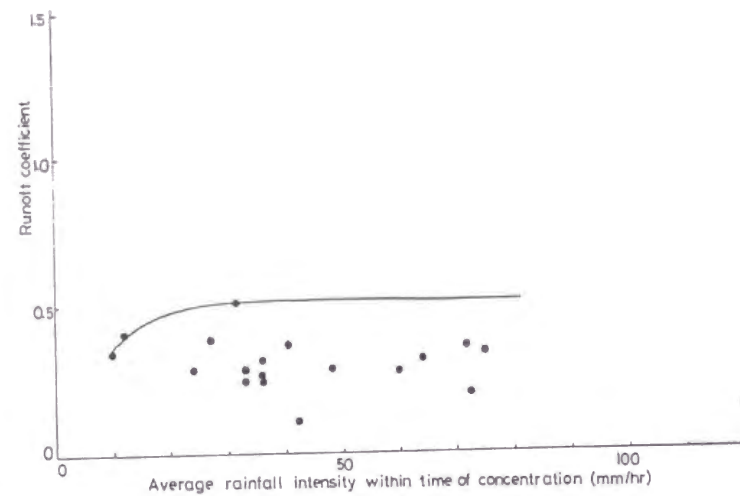


図32 都市流域の流出係数と洪水到達時間内平均降雨強度との関係、多摩ニュータウン（永山）流出試験地

Fig. 32 Relation between runoff coefficient and rainfall intensity within the time of concentration in urbanized basin at Tama New Town Experimental Basin(Nagayama)

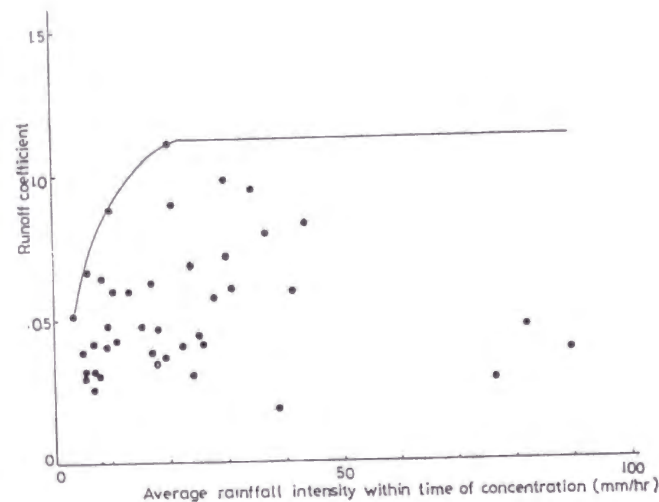


図33 都市流域の流出係数と洪水到達時間内平均降雨強度との関係、庄内川（山崎川）流出試験地

Fig. 33 Same as Fig. 32 except Shonai River Experimental Basin

出係数の値は降雨強度が大きくなると共に増大すること等が明らかとなった。

さらに、広域蒸発散観測手法に関する基礎的研究は、長期流出において重要となってくる広域（面的）な蒸発散量を観測するための観測手法の開発を目指したものである。そのために電波伝播における2周波の位相差を地上の送受信機間で観測し、位相差と水蒸気量は比例関係にあることを明らかにした。この研究から電波の位相差を利用して長区間の水蒸気量を測定することが可能となった。

都市流域の流出特性においては、流出特性のうち特に都市化が長期・短期の流出に及ぼす影響を、筑波研究学園都市内の花室川、蓮沼川及び石神井川を対象に解析した。

総雨量と流出率の関係については、総雨量の増加とともに流出率も増加していくが、総雨量がある程度以上になると流出率の増加は小さくなること、洪水の総直接流出高は、総雨量が小さくなると不浸透区域や造成地の面積の大小の影響がより強く現われること、ピーク流出高に関しては、不浸透区域と造成地の面積の大きい流域の方が、大きい流出量が発生すること等が明らかとなった。

その結果、流域の開発による不浸透区域の増加により、流出率が増加することが、都市化のかなり進んだ流域で確認されているが、筑波学園流出試験地のような、自然条件がかなり残っている流域での観測データからも確認できた。

次に、種々の土地利用からなる都市流域の流出を解析するため指数関数単位図を利用した。その時、土地利用ごとの低減係数を有する流出の和として流域全体の流出量を計算する方法を用いた。その結果、指数関数単位図は、洪水流出をかなり良く表現できるモデルであると言える。

石神井川流域を対象として都市化による洪水流出の変化を解析した結果、洪水到達時間は都市化とともに短縮する傾向が明らかとなった。流出率については、都市化に伴う有意な傾向は認められない。これは、浸透性の高い表層地質の影響が都市化という人工的改変に卓越する効果をもつことによると推定された。流出係数についても流出率と同様、都市化による有意な傾向は認められないが、これは洪水到達時間の短縮による洪水到達時間内の平均降雨強度の増大と同程度のピーク流量の増大による効果が大きいと考えられる。

自然流域と都市流域の流出特性の比較においては、自然流域の浦白川流出試験地および都市流域である筑波学園流出試験地の降雨－流出の関係を短期流出、長期流出について解析した。その結果、年水収支については、各流域共、年降水量の増加と共に年損失量が増加すること、及び両試験地及び関東地方の流域面積の大きい河川の年水収支を比較すると、流域面積の大きい河川の方が、年損失量が小さくなる傾向がみられた。月水収支については、浦白川流出試験地の2流域の平均月流出量は、ほぼ、平均月降水量の増加に比例して大きくなる。一方、筑波研究学園流出試験地の2流域の平均月降水量は、翌月に遅れて流出する量がかなりある。洪水時の降雨・流出関係については、都市化が最も進んだ花室川流域が他の自然流域（浦白川流出試験地及び蓮沼川流域）に比べ、洪水流出の初期において流出率が大きい、等のことが明らかとなった。

第3章 都市化による洪水流出特性の変化の基準に関する研究においては、

自然流域と都市流域の洪水流出特性の差異を検討するため、主として流出率、流出係数について比較検討した。

その結果、流出率、流出係数は、都市流域では自然流域のそれに比べ大きくなることが確かめられ

た。と同時に流域を構成する表層の地質の差が流域の土地利用等の差よりもより流出率、流出係数に大きく影響していることが明らかとなった。

例えば、総雨量100mm以上の洪水について、流出率、流出係数の平均値を調べると第三紀層や古生層の表層地質で被われた非浸透流域では、流出率、流出係数は大きい自然流域と都市流域での値に著しい差はない。また、第四紀火山岩や風化花崗岩で被われた浸透流域では、流出率、流出係数は自然流域、都市流域ともに小さい値にとどまる。

このことは、都市流域においても、流出率、流出係数が、流域の本来持っている地質特性によって大きく影響を受けるということであり、土地利用の変化等人工的な改変はこれに次ぐ影響をもたらすことを意味している。

以上の成果から自然流域が都市化した場合、流出率等の洪水流出特性が大きく変化すると予測され、特に浸透流域の場合は、流出率、流出係数の変化が非常に大きいことが推定される。

さらに貯留関数の定数 K 、 p の比較検討の結果、自然流域の貯留高 S 、流出高 Q の直線群は、都市流域よりおおむね上方にある。すなわち、同一流出高を生ずる貯留高は、自然流域の方が明らかに大きい。自然流域の K は、都市流域のそれに比べて明らかに大きくなる傾向を示している。一方、指数 p については、自然流域と都市流域については大きな差は見られない。

洪水到達時間は、合理式を使って洪水のピーク流量を推定する場合必要になってくる。

そこで、洪水到達時間の推定式の係数について自然流域と都市流域のそれぞれにおける定数を求めた。その結果、洪水到達時間は都市流域では、自然流域の1/3となる結果を得た。

謝辞

本研究をまとめるにあたり、種々御指導・御鞭撻頂いた京都大学防災研究所水資源研究センター長池淵周一教授、岡 太郎教授、椎葉充晴教授、種々の助言、協力を頂いた前金沢大学工学部土木建設工学科の高瀬信忠教授、在任期間中に水文学に関し種々指導頂いた前防災科学技術研究所 木下武雄総括地球科学技術研究官、青木佑久風水害防災研究室長、故人となられた橋本 明同室長、西口哲夫、前建設省土木研究所 石崎勝義水文研究室長、同研究室 長谷川 正の各氏、水文観測・解析に協力頂いた防災科学技術研究所の佐藤照子さん、また、適時助言を頂いた葛葉泰久主任研究官はじめ気圏・水圏地球科学技術研究部の方々、さらに浦白川流出試験地の観測施設の設置に協力頂いた市原市公園緑課、千葉県市原土木事務所、養老川開発事務所、筑波研究学園流出試験地の観測施設の設置に協力頂いた土浦外十五ヵ町村の方々に本論文の紙面を借りてお礼申し上げます。

最後に、20年以上に渡り、常に研究生活を支えてくれた妻 範子に感謝します。